

NOTE TO USERS

Page(s) missing in number only; text follows. The manuscript was microfilmed as received.

52

This reproduction is the best copy available.

UMI[®]

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE

Faculté de génie

Département de génie civil

ANALYSE COMPARATIVE
DE CAS DE RUPTURE DE BARRAGE
AVEC LES LOGICIELS
NWS FLDWAV ET HEC RAS.

Mémoire de maîtrise

Spécialité: génie civil

Alexandre HEIMRICH

Erreur de pagination. Il n'y a pas de page 52

Jury : M. Bertrand Côté, Ing. M. Sc.A.

M. Jay Lacey, Ph.D.

M. Claude Marche, Ing., D.Sc.A.

Sherbrooke (Québec) Canada

Décembre 2009

TV-2041



Library and Archives
Canada

Published Heritage
Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Direction du
Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence
ISBN: 978-0-494-65599-3
Our file Notre référence
ISBN: 978-0-494-65599-3

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.


Canada

Remerciements

Je tiens à remercier M. Bertrand Côté, ing., M. Sc.A., professeur agrégé et directeur du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke, pour m'avoir donné la chance de poursuivre mes études de deuxième cycle et pour son soutien tout au long de celles-ci. Sans sa contribution, cette recherche n'aurait pas été possible. Merci aussi à M. Pierre Lemieux, ing., Ph.D., professeur titulaire retraité au département de génie civil de l'Université de Sherbrooke, pour son partage de connaissances. Finalement, merci à mes collègues de travail, mes ami(e)s, ma famille et ma conjointe pour le support pendant mes travaux.

Résumé

La majorité des études de rupture de barrages requièrent des simulations numériques complexes et des connaissances avancées en hydraulique. Plusieurs logiciels sont disponibles pour effectuer ces simulations et le choix du ou des logiciel(s) à utiliser doit être fait en fonction des ressources disponibles, de la complexité du problème à traiter et du but recherché. Il demeure que ce choix est aussi influencé par l'expérience et les connaissances de l'analyste. Cette étude rend compte des conclusions d'une étude comparative suite à la simulation de trois (3) cas de complexité différente avec les logiciels NWS FLDWAV et HEC RAS. Ainsi, la rupture d'un barrage érigé sur un canal rectangulaire ayant des caractéristiques uniformes a montré que les deux (2) logiciels permettent d'obtenir des résultats presque identiques. Les deux autres cas associés à la rupture historique du barrage Teton (Idaho, États-Unis) et la rupture combinée des barrages Rock Forest et Drummond (Québec, Canada) ont pour leur part permis de constater des différences significatives quant aux débits de brèches au barrage et aux niveaux d'eau maximums en aval. Une analyse comparative des résultats obtenus débouche sur des recommandations à l'intention des utilisateurs de ces logiciels.

Mots clés : Rupture, Barrage, Hydraulique, Modélisation, HEC RAS, NWS FLDWAV

Abstract

Most dam break studies require complex numerical simulations and advanced knowledge in hydraulics. A number of programs are available to perform these simulations and the choice regarding the software to be used must be done within the resources available and the complexity of the problem to be addressed. It remains that this choice is also influenced by the experience and by the knowledge of the analyst. This study reports the simulations results of a comparative study performed for three (3) cases of varying complexity with the software NWS FLDWAV and HEC RAS. Thus, the rupture of a dam in a rectangular channel with uniform characteristics showed that both of the software allows obtaining almost identical results. The other two cases associated with the historical failure of Teton Dam (Idaho, United States) and the combined failure of Drummond and Rock Forest dams (Québec, Canada) showed significant differences in dam breach flow rates and maximum tailwater levels. A comparative analysis of the results leads to recommendations intended for users of these softwares.

Key words : Dambreak, Hydraulic, Modelisation, HEC RAS, NWS FLDWAV

Table des matières

Chapitre 1 – Introduction	1
1.0 Mise en contexte et problématique	1
1.1 Définition et objectifs du projet de recherche	4
1.2 Plan du document	6
Chapitre 2 – État de l’art	7
2.1 Travaux déjà effectués	7
2.2 Cadre de référence	13
2.2.1 L’équation de conservation de la masse (continuité)	14
2.2.2 L’équation de conservation de la quantité de mouvement	16
2.2.3 Les équations « modifiées » de NWS FLDWAV	22
2.2.4 Méthode de résolution des équations dans NWS FLDWAV	24
2.2.5 Les équations « modifiées » de HEC RAS	28
2.2.6 Méthode de résolution des équations dans HEC-RAS	28
2.2.7 Théorie associée au débit de brèche	29
Chapitre 3 – Analyse d’un cas simplifié	33
3.1 Introduction	33
3.2 Analyses en écoulement permanent	34
3.3 Création des modèles	38
3.4 Étude de rupture sur le logiciel HEC RAS	41
3.5 Étude de rupture sur le logiciel NWS FLDWAV	43
3.6 Analyse des résultats	45
Chapitre 4 – Analyse d’un cas documenté	53
4.1 Introduction	53
4.2 Étude de rupture sur le logiciel NWS FLDWAV	56
4.3 Étude de rupture sur le logiciel HEC RAS	67

4.4	Analyse des résultats.....	72
Chapitre 5 – Analyse d’un cas d’étude		75
5.1	Introduction.....	75
5.2	Création des modèles	77
5.3	Étude de rupture sur le logiciel NWS FLDWAV	79
5.4	Étude de rupture sur le logiciel HEC RAS	85
5.5	Analyse des résultats.....	91
Chapitre 6 – Conclusion		95
6.1	Sommaire de l’étude	95
6.2	Aspects qualitatifs de l’analyse comparative	101
6.1.1	Généralités	103
6.1.2	Création des modèles	106
6.1.3	Simulations de rupture	108
6.3	Recommandations à l’intention d’un nouvel utilisateur du logiciel HEC RAS	110
6.4	Remarques finales	112

Liste des figures

Figure 2.1	Schéma de résolution associée à la méthode de Preissman.	25
Figure 2.2	Définition des paramètres de brèche.	30
Figure 3.1	Profil d’écoulement avec les niveaux d’eau maximums lors des simulations en régime permanent (HEC RAS).	36
Figure 3.2	Profil d’écoulement avec les niveaux d’eau maximums lors des simulations en régime permanent (NWS FLDWAV).	37
Figure 3.3	Profil d’écoulement avec les niveaux d’eau maximums lors des simulations en régime permanent avec le barrage (HEC RAS).	38

Figure 3.4	Profil d'écoulement avec les niveaux d'eau maximums lors des simulations en régime permanent avec le barrage (NWS FLDWAV).	40
Figure 3.5	Profil d'écoulement avec les niveaux d'eau maximums lors des simulations avec rupture partielle du barrage (HEC RAS).	41
Figure 3.6	Hydrogramme (débits en fonction du temps) suite à la simulation de rupture partielle du barrage (HEC RAS).	42
Figure 3.7	Profil d'écoulement avec les niveaux d'eau maximums lors des simulations avec rupture partielle du barrage (NWS FLDWAV).	43
Figure 3.8	Hydrogramme (débits en fonction du temps) suite à la simulation de rupture partielle du barrage (NWS FLDWAV).	44
Figure 3.9	Hydrogramme (débits en fonction du temps) suite à la simulation de rupture partielle du barrage (HEC RAS) avec « θ » de 0.6 à 1.0.	48
Figure 3.10	Agrandissement de la figure 3.9 au droit du barrage Teton.	49
Figure 3.11	Profil d'écoulement des niveaux d'eau maximums suite à la rupture du barrage en fonction des variations du paramètre θ (HEC RAS).	50
Figure 3.12	Profil d'écoulement des niveaux d'eau maximums suite à la rupture du barrage en fonction des variations du paramètre θ (NWS FLDWAV).	51
Figure 4.1	Photographies pendant la rupture du barrage Teton.	53
Figure 4.2	Localisation du barrage Teton (tirée de <i>NWS FLDWAV Model Theoretical Description and User documentation</i> , 1998).	54
Figure 4.3	Profil des niveaux d'eau initiaux et du thalweg de la rivière Teton (NWS FLDWAV).	59
Figure 4.4	Hydrogramme considéré dans les simulations (NWS FLDWAV et HEC RAS).	60
Figure 4.5	Profil d'écoulement des niveaux d'eau maximums suite à la rupture du barrage Teton (NWS FLDWAV).	61
Figure 4.6	Temps d'atteinte des niveaux d'eau maximums et vitesses moyennes sur la rivière Teton (NWS FLDWAV).	62
Figure 4.7	Débits de pointe sur la rivière Teton suite à la rupture du barrage (NWS FLDWAV).	63
Figure 4.8	Hydrogramme au barrage Teton lors de la simulation de rupture (NWS FLDWAV).	64

Figure 4.9	Hydrogrammes au barrage Teton et à la section aval du tronçon considéré lors de la simulation de rupture (NWS FLDWAV).	65
Figure 4.10	Courbe de tarage au pied aval du barrage Teton lors de la simulation de sa rupture (NWS FLDWAV).	66
Figure 4.11	Profil des niveaux d'eau maximums suite à la rupture du barrage Teton (NWS FLDWAV et HEC RAS).	69
Figure 4.12	Hydrogrammes au barrage suite à sa rupture (NWS FLDWAV et HEC RAS).	70
Figure 4.13	Hydrogrammes en aval du tronçon modélisé (NWS FLDWAV et HEC RAS).	71
Figure 4.14	Effet de la variation du pas de temps sur le débit de pointe au barrage (NWS FLDWAV).	72
Figure 4.15	Effet de la variation du pas de temps sur le temps de pointe au barrage (NWS FLDWAV).	73
Figure 5.1	Localisation des barrages Rock Forest, Drummond et Paton sur la rivière Magog dans la municipalité de Sherbrooke (Québec, Canada).	76
Figure 5.2	Profil des niveaux d'eau maximums en écoulement permanent (NWS FLDWAV et HEC RAS).	78
Figure 5.3	Profil des vitesses moyennes sans rupture (NWS FLDWAV et HEC RAS).	78
Figure 5.4	Hydrogramme lors de la rupture du barrage Rock Forest (NWS FLDWAV).	79
Figure 5.5	Agrandissement de l'hydrogramme présenté à la figure 5.4 sur les trente (30) premières minutes (NWS FLDWAV).	80
Figure 5.6	Limnigramme de la retenue amont lors de la rupture du barrage Rock Forest (NWS FLDWAV).	80
Figure 5.7	Profil des niveaux d'eau maximums lors de la rupture du barrage Rock Forest (NWS FLDWAV).	81
Figure 5.8	Temps des niveaux d'eau maximums lors de la rupture du barrage Rock Forest (NWS FLDWAV).	82
Figure 5.9	Hydrogrammes amont et aval lors de la rupture du barrage Rock Forest (NWS FLDWAV).	82

Figure 5.10	Limnigramme au barrage Drummond lors de la rupture du barrage Rock Forest (NWS FLDWAV).	83
Figure 5.11	Courbe de tarage au barrage Drummond lors de la rupture du barrage Rock Forest (NWS FLDWAV).	84
Figure 5.12	Hydrogrammes lors de la rupture du barrage Rock Forest (HEC RAS et NWS FLDWAV).	85
Figure 5.13	Agrandissement de l'hydrogramme de la figure 4.12 sur les trente (30) premières minutes, lors de la rupture du barrage Rock Forest (HEC RAS et NWS FLDWAV).	86
Figure 5.14	Limnigramme de la retenue amont lors de la rupture du barrage Rock Forest (HEC RAS et NWS FLDWAV).	86
Figure 5.15	Profil des niveaux d'eau maximums lors de la rupture du barrage Rock Forest (HEC RAS et NWS FLDWAV).	87
Figure 5.16	Temps des niveaux d'eau maximums lors de la rupture du barrage Rock Forest (HEC RAS et NWS FLDWAV).	87
Figure 5.17	Hydrogramme amont et aval lors de la rupture du barrage Rock Forest (HEC RAS et NWS FLDWAV).	88
Figure 5.18	Limnigramme au barrage Drummond lors de la rupture du barrage Rock Forest (HEC RAS et NWS FLDWAV).	89
Figure 5.19	Courbe de tarage au barrage Drummond lors de la rupture du barrage Rock Forest (HEC RAS et NWS FLDWAV).	90
Figure 5.20	Section transversale typique en format HEC RAS.	92
Figure 5.21	Section transversale typique en format NWS FLDWAV.	93

Liste des tableaux

Tableau 4.1	Informations disponibles après rupture du barrage (adapté de Ray et al., 1976).	55
Tableau 6.1	Critère qualitatifs utilisés dans l'étude comparative.	102

CHAPITRE 1 - INTRODUCTION

1.0 Mise en contexte et problématique

Entre le 19 et le 22 juillet 1996, l'Est du Québec, notamment la région du Saguenay, a reçu de fortes pluies et a subi de graves inondations partiellement engendrées par la rupture d'au moins trois (3) ouvrages de retenues importants (Marche, 2008). À la suite de ces événements, le gouvernement du Québec a décidé de créer une commission scientifique et technique sur la gestion des barrages. Six mois plus tard, les conclusions de cette commission ont, entre autres, permis de constater des problèmes au niveau de la construction, de la modification et de l'exploitation des barrages à forte contenance.

La commission recommandait aussi l'adoption d'une nouvelle loi sur les barrages qui serait distincte de celle alors en vigueur et dont certains éléments dataient de 1856. Le gouvernement alla de l'avant en créant cette loi : ainsi, depuis 2002, la Loi sur la sécurité des barrages du Québec force les propriétaires à assurer une surveillance et un entretien régulier de leurs barrages. La loi prévoit deux catégories de barrages, soit les barrages à forte contenance et les barrages à faible contenance. Les barrages dits de forte contenance doivent rencontrer les caractéristiques suivantes :

- Hauteur de 1.0 m ou plus, avec une retenue supérieure à 1 000 000 m³ ;
- Hauteur de 2.5 m ou plus, avec une retenue supérieure à 30 000 m³ ;
- Hauteur de 7.5 m ou plus, sans égard à la retenue.

Par défaut, les autres barrages, d'une hauteur de 2.0 m ou plus avec une faible retenue, sont de faible contenance.

Cette surveillance s'étend aussi à l'évaluation des conséquences de la rupture des ouvrages. Et, selon cette évaluation, les barrages se voient attribuer un certain niveau de conséquences. Celui-ci, indicateur des dégâts possibles d'une rupture, permet de classer les ouvrages et de les soumettre à des obligations en fonction de leur importance. En effet, il est normal qu'un ouvrage mineur ne soit pas assujéti aux mêmes obligations qu'un ouvrage important. C'est pourquoi, dans le cas d'un barrage ayant un niveau de conséquence faible ou moyen, une cartographie sommaire de la zone d'inondation en aval, lors du passage de la crue associée à la rupture de l'ouvrage, doit être établie. L'une des

façons de faire consiste à évaluer le débit de brèche et à l'acheminer en aval du barrage (en écoulement permanent, ce qui est une simplification) jusqu'à un point d'atténuation (ex. : un lac ou un confluent de rivière) et en établissant la zone touchée en transférant les niveaux d'eau déterminés sur une base cartographique. Par contre, pour ce qui est des barrages ayant un niveau de conséquence important ou très important, le niveau de détail doit être augmenté: un calcul de la propagation de l'onde de rupture (en écoulement transitoire) doit être effectué afin de permettre de tracer ces zones inondées. Cette modélisation requiert l'utilisation des équations de Saint Venant¹ et d'outils numériques de résolution.

Plusieurs logiciels existent présentement pour résoudre ces équations : certains sont unidimensionnels (NWS FLDWAV, HEC RAS, DAMBRK, SOBEK, MIKE 11) et d'autres sont bidimensionnels ou tridimensionnels et requièrent une mise en œuvre plus élaborée (MIKE21, FLO-2D, TELEMAC). Il reste à l'analyste à choisir le ou les modèles qui conviennent à l'étude et à l'ouvrage en question.

De plus, les changements climatiques auxquels nous sommes présentement confrontés augmentent la nécessité de disposer d'outils simples et efficaces afin d'analyser les ruptures des barrages. En effet, compte tenu de l'accroissement des intensités et des volumes de précipitations, les risques de défaillances sont de plus en plus élevés. Le besoin de prévoir les conséquences est donc accru, et les moyens d'y parvenir doivent permettre d'effectuer cette évaluation de façon précise et dans des temps raisonnables.

La solution théorique des équations fondamentales (de Saint Venant) et les solutions approximées, utilisées dès le XIX^e siècle afin de caractériser l'onde de rupture induite à la suite d'une rupture de barrage, requièrent beaucoup de temps de calcul à la main. Compte tenu des avancées informatiques du XX^e siècle, elles sont désormais désuètes. C'est pourquoi les simulations numériques sont maintenant largement utilisées à travers le monde au détriment de ces méthodes dites « manuelles ». Par contre, ces modélisations sont souvent complexes : les données à fournir sont parfois difficiles à obtenir et à valider. Aussi, pour permettre ces calculs, une calibration en écoulement permanent est nécessaire

¹ Équations nommées en l'honneur d'Adhémar Jean Claude Barré de Saint Venant.

afin d'ajuster les coefficients de Manning et de déterminer les conditions frontières nécessaires aux simulations.

L'utilisation du logiciel connu sous la désignation de DAMBRK pour simuler des ruptures de barrage est largement répandue dans le monde, et ce depuis plusieurs années. Par contre, depuis novembre 1998, le modèle NWS FLDWAV est proposé par le *National Weather Service* (NWS) aux États-Unis afin de remplacer DAMBRK. L'utilisation de DAMBRK est facilitée par une interface graphique développée par une entreprise privée (BOSS International). En effet, cette interface facilite l'entrée des données et la validation de celles-ci en court de simulation. De plus, beaucoup de documentation et d'aide en ligne sont disponibles pour ce modèle. Le modèle NWS FLDWAV ne dispose pas de cet avantage, bien que certains logiciels facilitent cette entrée de données. Par contre, NWS FLDWAV présente un certain nombre d'avantages lorsqu'il est comparé à DAMBRK : le premier est sa stabilité numérique, qui grâce à un algorithme de calcul amélioré (par rapport à DAMBRK), est capable de prendre en compte les ressauts hydrauliques mobiles et la mise en charge de l'écoulement. Le deuxième est sa capacité à simuler simultanément une rivière et ses affluents. En revanche, le logiciel n'est pas réputé être « convivial » et l'entrée de données cause souvent des problèmes, puisque aucune façon de vérifier automatiquement les paramètres interconnectés, en cours de saisie, n'est possible. Les créateurs se sont assurés que NWS FLDWAV et DAMBRK donnaient les mêmes résultats, lorsqu'ils sont utilisés pour les simulations des mêmes cas de ruptures. Ils utilisent les mêmes approches et les mêmes définitions pour la formation des brèches, les calculs hydrauliques de laminage et de propagation. Cependant, NWS FLDWAV profite des capacités informatiques étendues et peut traiter, en un temps raisonnable sur ordinateur personnel, un problème de grande envergure (Marche, Quach et Kahawita, 1999).

Le logiciel HEC RAS permet depuis quelques années l'analyse de bris de barrage en écoulement transitoire. Le fait que le logiciel soit déjà largement utilisé à travers le monde pour les simulations en écoulement permanent, qu'il possède une interface graphique facilitant l'entrée de données et la visualisation des résultats ainsi que les nombreux avantages qu'offre le logiciel en terme d'extraction de données d'informations géographiques à travers son extension HEC-GeoRAS ne sont pas à négliger lors du choix d'un modèle de simulation. Mais il demeure à prouver que le logiciel est assez performant pour donner des résultats fiables. En dépit des inconvénients que l'on peut parfois leur

attribuer, les logiciels NWS FLDWAV et DAMBRK sont quant à eux déjà réputés pour leur fiabilité et la précision de leurs résultats.

1.1 Définition et objectifs du projet de recherche

C'est donc l'évaluation de la précision relative des résultats obtenus avec le logiciel HEC RAS, lorsque comparés à ceux du logiciel NWS FLDWAV, qui constitue l'objectif principal de cette étude. De plus, l'évaluation de la stabilité et de la robustesse du logiciel HEC RAS sera investiguée en vérifiant que celui-ci permet d'obtenir des solutions convergentes tant pour des cas simples que des cas plus complexes impliquant plusieurs barrages.

L'accent de cette étude est placé sur l'évaluation du logiciel HEC RAS et des résultats qu'il permet d'obtenir vis-à-vis ceux de NWS FLDWAV et ce, puisqu'il est connu que le NWS étudie présentement le remplacement du logiciel NWS FLDWAV par HEC RAS.

De plus, puisque les équations qu'utilisent les deux logiciels sont très similaires (même si NWS FLDWAV a des capacités étendues par rapport à HEC RAS), l'accent sera placé sur le choix des paramètres et non sur la structure interne reliée aux méthodes de résolution de ces équations. En effet, le code de source des logiciels HEC RAS et NWS FLDWAV n'est pas public.

La méthodologie proposée est d'évaluer la robustesse du logiciel HEC RAS et la précision des résultats obtenus, à partir d'études comparatives, en utilisant :

- le cas simple d'un canal rectangulaire (fictif), qui présente l'avantage d'avoir une géométrie simple et uniforme où la rugosité n'est pas variable sur la section en travers (des différences de résultats ont déjà été remarquées quant à la spécification de la géométrie et de la rugosité à l'intérieur des deux logiciels) ;
- le cas documenté de la rupture historique du barrage Teton au Etats-Unis en 1976 et déjà publié dans la littérature;
- Un cas d'étude de rupture de barrage complexe où trois (3) barrages (Rock Forest, Drummond et Paton) sont situés en cascade sur la rivière Magog, dans la municipalité de Sherbrooke (Québec, Canada).

À partir des résultats obtenus lors des simulations du cas simple (canal rectangulaire), certaines conclusions sur les concordances et les différences des logiciels pourront déjà être établies. Ainsi, puisque les modèles sont relativement simples, les différences de représentation géométrique inhérentes aux deux (2) logiciels sont amoindries voir inexistantes. L'accent est plutôt placé sur les paramètres utilisés lors de la définition de la brèche et sur les paramètres reliés au scénario de brèche retenu (écoulement transitoire).

Le cas de la rupture du barrage Teton présente l'avantage d'être déjà très bien documenté et a déjà été validé en fonction des événements observés suite à la rupture historique du barrage (Fread, 1998). Ainsi, l'analyse comparative des résultats obtenus permettra de constater si le logiciel HEC RAS donne des résultats similaires aux valeurs déjà publiées dans la littérature.

Le dernier cas, jugé plus complexe de par sa géométrie et ses ruptures en cascade, permettra de statuer sur l'applicabilité du logiciel HEC RAS pour l'étude d'un cas qui implique plusieurs barrages.

La sensibilité des résultats à différents paramètres de modélisation (le pas de temps et les coefficients reliés à la résolution des équations) sera aussi investiguée de façon à éclairer davantage les analystes œuvrant dans le domaine de la modélisation.

Puisque le choix quant au logiciel à utiliser pose souvent problème aux analystes, un des objectifs visé par cette étude est de fournir des recommandations sur le choix du logiciel et sur les paramètres à choisir lors des simulations. En effet, l'apprentissage d'un logiciel comme NWS FLDWAV est plutôt fastidieux et nécessite des connaissances informatiques avancées. Cet apprentissage est parfois difficile à rentabiliser pour une firme de génie conseil surtout dans un contexte concurrentiel. Des recommandations pour un nouvel utilisateur du logiciel HEC RAS sont aussi présentées à la conclusion de cette étude. Un autre objectif de l'étude est de proposer des solutions aux problèmes rencontrés lors des simulations avec les deux logiciels. Afin d'améliorer l'efficacité des études de rupture de barrages. Une analyse qualitative reliée à l'expérience acquise lors des simulations des trois (3) cas montrés précédemment est faite en conclusion de cette étude.

1.2 Plan du document

Ce rapport est divisé en 6 chapitres ; le chapitre suivant (2) traite de l'état de l'art et de la question en incluant un cadre théorique incluant les équations de base associées au sujet de recherche. Le chapitre 3 présente les analyses de rupture effectuées sur le cas simple associé à un canal de forme rectangulaire. Le chapitre 4, présente ces analyses effectuées sur le modèle simulant la rupture du barrage Teton alors que le chapitre 5 présente celles d'un cas d'étude dans la région de Sherbrooke au Québec (Canada). La conclusion de l'étude est présentée au chapitre 6.

Les logiciels utilisés lors de la réalisation de cette étude sont présentés ci-dessous :

- NWS FLDWAV v. 1.0.0 et v. 2.0.2.2 ;
- HEC RAS v. 3.1.3, 4.0 (beta) et 4.0 ;
- Microsoft Excel 2003 et 2007 ;
- FLDAT-1.1.1j ;
- DAMBRK 88 ;
- InRoads V 8.05 ;
- HEC GeoRAS 4.1.3 ;
- ArcGIS 9.1 et 9.2 ;
- AutoCAD MAP 3D 2008.

CHAPITRE 2 - ÉTAT DE L'ART

2.1 Travaux déjà effectués

Peu de recherches ont déjà été effectuées sur la comparaison des modèles de simulations NWS FLDWAV et HEC RAS. On peut citer les travaux de Gee et Brunner (2005) qui concluent que l'hydrogramme au droit du barrage suite à sa rupture est similaire dans les deux logiciels. On y stipule notamment que les différences sont principalement causées par l'interprétation et l'approximation de la géométrie de la rivière. Il en demeure que l'étude est limitée et des recherches supplémentaires sur l'influence de la géométrie des modèles sont à faire selon les auteurs. Mentionnons aussi les travaux de Hicks et Peacock (2005) qui démontrent qu'il est possible, avec HEC RAS, d'atteindre un degré d'exactitude comparable à celui des modèles hydrauliques « plus évolués » (ex. : NWS FLDWAV) dans la prévision de la propagation des crues (écoulement transitoire). De plus, plusieurs auteurs indiquent que la visualisation des résultats est souvent influencée dans HEC RAS par le choix de l'utilisateur quant au pas de temps alors que NWS FLDWAV permet de déterminer automatiquement le pas de temps.

Une étude comparative de NWS FLDWAV, HEC RAS (et du logiciel MASCARET) a été présentée au congrès annuel de l'*Association Canadienne des Barrages* (Hossaini, Oudjehane, Ghayad, 2009). L'étude montre que les vitesses d'écoulement sont similaires, mais que les niveaux maximums atteints varient et ce, principalement en raison de la définition des coefficients de Manning de façon différente dans ces deux logiciels. Aussi, les débits maximums suite à la brèche montrent des écarts relatifs de près de 7.0% alors que la valeur déterminée avec le logiciel HEC RAS est supérieure ($196 \text{ m}^3/\text{s}$) à celle de NWS FLDWAV.

Le logiciel NWS FLDWAV a déjà été utilisé afin d'effectuer des études de rupture de barrage et il est aussi un outil de simulation en temps réel pour plusieurs rivières aux États-Unis et ailleurs dans le monde. Jin et Buan (2000) ont déjà démontré que le logiciel permet

d'effectuer des simulations complexes où les effets d'emménagement sont importants et ils ont obtenus une précision de 5% entre les niveaux maximums simulés et observés sur le site. Helwig (2002) a présenté des cas complexes de simulations pour des centrales hydro-électriques et a indiqué que NWS FLDWAV permet de simuler ce type de cas, tout en pointant les problèmes de stabilité du logiciel dans les zones de transitions (fluvial, torrentiel). Hoggan et Chauhan (2000) ont modélisé sept (7) barrages sur la rivière Sevier dans l'état américain de l'Utah et ont comparé positivement les résultats avec le logiciel DAMBRK. Madhi (2007) a utilisé NWS FLDWAV afin de simuler la rupture de digues fusibles lors de rupture de barrages situés en amont.

Le logiciel HEC RAS a été utilisé par Ackerman, Fleming et Brunner (2008) afin de simuler la rupture de onze (11) barrages dans l'état américain d'Hawaii. Celui-ci a été utilisé conjointement à FLO-2D, un logiciel de simulation bidimensionnelle (2D), afin de valider les résultats. Bennett, Walton, Dickerson et Howard (2009) ont utilisé les logiciels MIKE11 et HEC RAS afin de comparer les résultats de simulations de crues Tillamook Valley dans l'état américain de l'Oregon et les auteurs ont comparés les différences de calcul de rugosité entre ces deux (2) logiciels. Goodell (2005) a utilisé HEC RAS conjointement avec le logiciel HEC HMS de simulation hydrologique afin de simuler la rupture de barrage en cascade sur un cours d'eau qui présente une pente de fond prononcée.

Yochum, Goertz et Jones (2008) ont utilisé HEC RAS afin de simuler la rupture historique du barrage Big Bay en 2004. Les résultats obtenus avec le logiciel HEC RAS ont été comparés avec ceux obtenus à l'aide d'équations théoriques développées par Froehlich (1995) et le NCRS (SCS 1986). Or, bien que le logiciel HEC RAS ait sous-estimé le débit de brèche réellement observé sur le site, les valeurs obtenues étaient plus justes que celles calculées à l'aide des équations théoriques.

L'état américain de la Caroline du Sud recommande l'utilisation combinée des logiciels HEC RAS et NWS FLDWAV afin de caractériser l'étendue des zones inondables suites aux crues. Plusieurs états américains donnent ce genre de recommandation et font référence au choix des analystes afin d'effectuer des études de rupture de barrage (ex. : Georgia

State). L'*American Society of Civil Engineers* (ASCE) présente depuis peu des séminaires sur l'utilisation de HEC RAS pour fins de simulations de bris de barrage. L'entreprise privée BOSS International offre aussi des cours avancés sur ce sujet.

NWS FLDWAV et DWOPER sont les deux principaux modèles hydrauliques actuellement pris en charge par le Bureau de développement hydrologique OHD (*Office of Hydrologic Development*) dans le cadre du *National Weather Service River Forecast System* (NWSRFS). Bien que NWS FLDWAV ait remplacé DWOPER (et DAMBRK), ce dernier est encore utilisé dans certains centres de prévision (*River Forecast Center*). Le récent rapport sur l'évaluation des modèles hydrauliques effectué par le *National Weather Service* (NWS) comprend la recommandation suivante (2009):

« Un consensus est fait à l'intérieur de l'équipe d'évaluation que HEC RAS doit être considéré afin d'être inclus dans la série de modèles hydrauliques du NWS. Le logiciel HEC RAS mis au point par le *United States Army Corps of Engineers* (USACE) a certains avantages sur les deux logiciels actuellement approuvés NWS FLDWAV et DWOPER, y compris plus de fonctionnalités, une meilleure interface utilisateur, une meilleure documentation, et plus de facilités dans le dépannage. Parce qu'il ne sera pas rentable de continuer à soutenir les deux modèles hydrauliques très similaires (NWS FLDWAV et HEC RAS), on prévoit remplacer NWS FLDWAV par HEC RAS dans le nouveau système de prévision hydrologique. Pour ce faire, deux projets sont en cours; le premier concerne la section de développement informatique de l'OHD qui travaille sur l'intégration de HEC RAS. Le deuxième projet concerne le groupe hydraulique qui est à l'élaboration de directives et des procédures afin de permettre efficacement de remplacer les modèles créés avec les logiciels NWS FLDWAV et DWOPER avec HEC RAS, sans pertes sur la précision ou la fonctionnalité. »

L'équipe recommande aussi de faire une analyse comparative des logiciels HEC RAS et NWS FLDWAV en comparant les résultats obtenus avec des modèles identiques en utilisant les mêmes ensembles de données. À partir des résultats obtenus, il sera possible d'évaluer les difficultés dans la conversion des ensembles de données d'un programme à un autre et des différences dans les résultats. Un rapport devrait être déposé en janvier 2010

sur l'état d'avancement de cette analyse comparative. Or, un rapport d'étape déjà produit par le *National Weather Service* (NWS) par son *Office of Hydrologic Development* (OHD) est disponible depuis quelque temps (Moreda, Gutierrez, Reed, Aschwanden, 2009). On y indique l'avancement des travaux de recherche conduits par l'équipe. Ainsi certaines lacunes dans la conversion des modèles créés avec NWS FLDWAV vers HEC RAS sont déjà identifiées. En effet, une version beta de HEC RAS (4.0.1) est déjà disponible afin de permettre de déterminer les coefficients de Manning de façon similaire à celle de NWS FLDWAV. De plus, un outil nommé FLD2RAS a aussi été créé par le NWS afin de faciliter la conversion des modèles HEC RAS vers NWS FLDWAV.

Les auteurs mentionnent que les résultats obtenus concordent bien pour le cas relativement simple de la rivière Tar dans l'état de Caroline du Nord, alors que la création de la géométrie du modèle HEC RAS directement à partir des informations du modèle NWS FLDWAV permet d'obtenir des résultats similaires avec très peu d'ajustement aux coefficients de Manning. Or, pour le deuxième cas analysé par l'équipe soit celui, de la rivière Columbia dans l'État de l'Oregon, cette même procédure nécessite plus d'ajustement aux coefficients de Manning. Cet ajustement aux coefficients Manning afin de faire concorder les deux modèles est jugé plutôt surprenant alors que ce paramètre est habituellement utilisé afin de vérifier la concordance du modèle avec des niveaux d'eau (ou débits) mesurés (calage du modèle). La procédure suivie par l'équipe afin d'utiliser ce paramètre pour faire concorder deux modèles créés avec des logiciels différents devrait être plus explicite dans le rapport final à être déposé au mois de janvier 2010.

Il est aussi indiqué qu'une vérification est en cours afin de voir si une définition plus précise des volumes de retenues considérés, permettrait de mieux ajuster les modèles (et obtenir des résultats similaires). On n'indique pas dans ce rapport d'étape les difficultés, différences, similitudes ou incompatibilités sur les paramètres de rupture des barrages situés sur ces deux (2) rivières.

Plusieurs avis ont été émis sur les critères justifiant l'utilisation d'un modèle ou l'autre. Ainsi, certains utilisateurs mentionnent que le choix du modèle doit se faire en fonction des

données disponibles et de leur format. Ainsi, l'utilisation de NWS FLDWAV est favorisée dans le cas où les données de sections transversales proviennent de courbes de niveaux, puisque l'extraction de ces informations en format élévation-largeur se fait facilement et de façon relativement rapide (expliqué plus loin dans l'étude). À l'inverse, les relevés bathymétriques détaillés sont plus facilement représentés à l'aide du logiciel HEC RAS. De plus, les paramètres des brèches sont plus faciles à visualiser dans le logiciel HEC RAS par l'intermédiaire de son interface graphique.

Bien que NWS FLDWAV et HEC RAS utilisent les mêmes équations de base, la solution des algorithmes, des représentations de sections transversales, la géométrie des structures et des méthodes de calcul ne sont pas tout à fait identiques. Une différence évidente est que HEC RAS permet de définir les sections transversales et les géométries des ouvrages plus explicitement. Cette définition plus détaillée des sections a un lien direct avec les paramètres reliés à la débitance dans l'équation de Manning (aire de la section, périmètre mouillé et rayon hydraulique, entre autres). Pour sa part, NWS FLDWAV représente les sections transversales en utilisant des relations élévation-largeur résultant en une représentation symétrique du canal pour la plupart des situations (avec un nombre maximal de huit (8) paires d'élévations-largeurs). Le logiciel HEC RAS, permet aussi une représentation symétrique, mais celle-ci est souvent irrégulière afin de mieux représenter les formes naturelles des canaux. Ainsi, les sections créées par NWS FLDWAV à partir de relevés bathymétriques ou topographiques peuvent entraîner une certaine perte de la précision obtenue lors des travaux d'arpentage.

De plus, NWS FLDWAV et HEC RAS montrent des différences en ce qui a trait aux méthodes de détermination du terme de la pente de la ligne d'énergie (S_f). Les deux logiciels déterminent la débitance (*conveyance*) pondérée à chaque section, mais le calcul de cette débitance est différent dans les logiciels. De plus, des différences inhérentes à la représentation des coefficients de rugosité de Manning et la spécification différente des plaines de débordement gauches et droites dans une section transversale entraînent inévitablement des différences au niveau des débitances calculées.

NWS FLDWAV a l'option de définir le coefficient de Manning en fonction du niveau ou du débit. L'option de spécifier ces coefficients en fonction des niveaux est souvent préférée puisque le calage du modèle sur des valeurs mesurées ou attendues est simple. En effet, dans le cas où le choix des coefficients de Manning entraîne des différences sur les niveaux d'eau simulés par rapport aux niveaux mesurés ou attendues, des vérifications sur les autres paramètres (et sur la géométrie) peuvent être effectuées.

Dans la plupart des simulations avec le logiciel HEC RAS, les coefficients de Manning varient latéralement à l'intérieur d'une section transversale et ils sont habituellement définis aux changements entre le lit principal et les plaines, similairement à NWS FLDWAV. Cette méthode permet de bien simuler les conditions réelles alors que les coefficients de rugosité augmentent pour des débits élevés, reflétant la présence de végétation, d'obstruction ou de structures bâties sur les plaines de débordement. Le fait d'utiliser une seule valeur de coefficient de Manning peut être valide lors des processus de conception ou lors d'une étude comparative entre deux scénarios. Par contre, cette méthode ne permet pas de représenter correctement (et physiquement) des écoulements en mode transitoire pour des valeurs de débits différentes. C'est pour cette raison que HEC RAS permet aussi de représenter les coefficients de Manning en fonction des débits. Par contre, dans sa version actuelle (4.0), HEC RAS ne permet pas de définir ces coefficients en incréments non-uniforme de débit et ce point fait déjà l'objet d'un ajout futur au logiciel (version 4.0.1).

NWS FLDWAV n'a pas la capacité de prendre en compte les calculs hydrauliques propres aux ponceaux. De façon similaire à son prédécesseur (le logiciel DAMBRK), il permet d'utiliser l'option d'écoulement en charge ou de combinaison d'écoulement en charge et par déversoir, et de les simuler comme des ponts ou des conduites. Par contre, cette procédure ne permet pas de simuler ces conditions aussi précisément que peut le faire des logiciels propres à ce genre de calculs (ex. : HY-8, HydroCulv ou même HEC RAS). La méthode souvent utilisée est de calculer ces écoulements dans les ponceaux de manière externe au logiciel NWS FLDWAV et des les incorporer au modèle sous forme de relation niveau-débit. Aussi, NWS FLDWAV ne permet pas de simuler les pertes de charges à des jonctions de conduites pluviales et dans les regards sur ces mêmes conduites.

Compte tenu que HEC RAS permet depuis peu de temps de réaliser des simulations de bris de barrage, il montre encore des problèmes de convergence et de stabilité numérique dans sa version actuelle. Certains problèmes de stabilité du logiciel ont été observés dans les simulations des chapitres suivants lors de l'écriture des résultats dans l'outil HEC-DSS (*Data Storage System*). Malgré tout, compte tenu de la grande communauté d'utilisateurs et de l'omniprésence de ressources d'aide, les sources d'erreurs sont souvent faciles à trouver.

2.2 Cadre de référence

L'objectif principal des études de rupture de barrage est de préciser à chaque point et à chaque instant de la vallée réceptrice, les débits et les niveaux d'eau de l'onde induite par la rupture du ou des barrage(s). C'est à partir de ces informations que l'on peut déduire les conséquences sur le territoire et les populations en aval. Les méthodes de calculs se sont améliorées avec les récents progrès informatiques et l'analyste doit choisir les meilleures méthodes en fonction, entre autres, des données dont il dispose, du but recherché et du temps à sa disposition. Lorsqu'on peut négliger les vitesses transversales par rapport aux vitesses longitudinales et les différences de niveau d'eau sur une même section transversale, la forme unidimensionnelle des équations formulées par Saint Venant (1871) peut être utilisée afin de caractériser l'onde de rupture.

Des techniques « hydrologiques » et « hydrauliques » permettent d'effectuer cette prévision de l'écoulement. Les méthodes dites « hydrologiques » (ex. : méthode de Muskingum) sont des méthodes d'approximation et elles négligent des termes dans les équations de Saint Venant. Les méthodes dites « hydrauliques » sont plus précises dans la prévision de la propagation de l'onde, mais nécessitent des données supplémentaires (ex. : des sections transversales). De plus, elles nécessitent des méthodes de résolution plus complexes. Cette section met l'accent sur les méthodes « hydrauliques » puisque celles-ci sont souvent utilisées dans les simulations de rupture avec les logiciels NWS FLDWAV et HEC RAS.

Ainsi, cette section présente les équations de base de continuité et de conservation de la quantité de mouvement. Par la suite, les équations modifiées de NWS FLDWAV ainsi que

ces équations est montrée (méthode de l'onde cinétique). Par la suite, les équations modifiées de NWS FLDWAV ainsi que les techniques de résolution numériques utilisées par le logiciel sont présentées. Les équations et les techniques de résolution sont par la suite présentées pour le logiciel HEC RAS. Les équations reliées aux débits de brèche sont aussi présentées et ce, pour les deux logiciels. Finalement, la méthode implicite associée au schéma de Preissman (1961) est présentée.

2.2.1 L'équation de conservation de la masse (Saint Venant)

Le principe de la continuité (conservation de la masse) est le suivant : le taux d'accroissement de masse à l'intérieur du volume de contrôle est égal au taux net d'entrée de masse dans ce volume de contrôle.

En hydraulique à surface libre, l'équation de conservation de la masse (applications *unidimensionnelles*) est :

$$\frac{\partial y}{\partial t} + y \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial y}{\partial x} = 0$$

(2.0)

dans laquelle :

y = profondeur de l'écoulement;

v = vitesse de l'écoulement;

t = temps;

x = position le long d'un axe parallèle à l'écoulement.

L'équation de conservation de la masse d'un fluide incompressible en écoulement permanent est donnée par :

$$Q = v_1 A_1 = v_2 A_2 \tag{2.1}$$

où les indices 1 et 2 indiquent des positions le long de l'axe parallèle au sens de l'écoulement.

Le taux de variation du débit Q en fonction de la distance longitudinale Δx est alors de :

$$Q_2 - Q_1 = \frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x \quad (2.2)$$

Ce taux de variation du débit peut être exprimé en fonction de y et de B (soit la largeur perpendiculaire à l'écoulement ou la largeur au miroir) :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x = -B \frac{\partial y}{\partial t} \Delta x \quad (2.3)$$

En éliminant Δx dans les deux termes de l'équation (2.3) :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = -B \frac{\partial y}{\partial t} \quad (2.4)$$

Les deux termes de l'équation (2.4) sont de même magnitude, mais de sens inverse, donc :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (2.5)$$

L'équation précédente (2.5) est celle de continuité en écoulement à surface libre en mode transitoire. Or, puisque le débit est égal au produit de l'aire de la section transversale et de la vitesse de l'écoulement ($Q = vA$), l'équation (2.5) peut être réécrite sous la forme suivante :

$$\frac{\partial vA}{\partial x} + B \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (2.6)$$

La dérivée d'un produit de deux fonctions u et v est égale à la dérivée de la première fonction multipliée par la seconde fonction, plus la première fonction multipliée par la dérivée de la seconde fonction :

$$\frac{d(uv)}{dx} = \frac{du}{dx} \cdot v + u \cdot \frac{dv}{dx}$$

En appliquant cette règle à l'équation (2.6), on obtient :

$$\frac{\partial v}{\partial x} A + v \frac{\partial A}{\partial x} + B \frac{\partial y}{\partial t} = 0$$

En réorganisant :

$$A \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial A}{\partial x} + B \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (2.7)$$

Comme l'aire A est le produit de la profondeur de l'eau y et de la largeur B , l'équation (2.7) est égale à :

$$(By) \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial (By)}{\partial x} + B \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (2.8)$$

En éliminant le terme de largeur B dans chacun des termes de l'équation (2.8):

$$y \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0$$

Identique à l'équation (2.0) de conservation de la masse.

2.2.2 L'équation de conservation de la quantité de mouvement (Saint Venant)

L'équation de conservation de la quantité de mouvement dit ceci : la force résultante agissant sur le volume de contrôle est égale au taux d'accroissement de quantité de mouvement dans le volume de contrôle plus la sortie nette de quantité de mouvement venant du volume de contrôle.

L'équation de conservation de la quantité de mouvement (forme unidimensionnelle) telle que formulée par Saint Venant est :

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0 \quad (2.9)$$

dans laquelle :

y = profondeur de l'écoulement

v = vitesse de l'écoulement

t = temps

x = position sur un canal dans le sens de l'écoulement

S_f = pente de la ligne d'énergie

S_o = pente de fond

g = accélération gravitationnelle

Soit, la deuxième loi de Newton (1687) indiquant que la force est le produit de la masse et de l'accélération :

$$\Sigma F = ma$$

Puisque l'accélération a est la variation de la vitesse v en fonction du temps t :

$$a = \frac{dv}{dt}$$

Comme la vitesse v est reliée aux composantes de distance x et de temps t , il est possible d'exprimer la variation de la vitesse dv de la manière suivante :

$$dv = \frac{\partial v}{\partial x} dx + \frac{\partial v}{\partial t} dt \quad (2.10)$$

En divisant l'équation (2.10) par la variation de temps dt :

$$\frac{dv}{dt} = \frac{\partial v}{\partial x} \frac{dx}{dt} + \frac{\partial v}{\partial t} \frac{dt}{dt}$$

Donc :

$$\frac{dv}{dt} = \frac{\partial v}{\partial x} \frac{dx}{dt} + \frac{\partial v}{\partial t}$$

Or, la vitesse exprime la distance en fonction du temps $v = \frac{dx}{dt}$

$$\frac{dv}{dt} = \frac{\partial v}{\partial x} v + \frac{\partial v}{\partial t}$$

Et l'accélération exprime la vitesse en fonction du temps $a = \frac{dv}{dt}$

$$a = \frac{\partial v}{\partial x} v + \frac{\partial v}{\partial t} \quad (2.11)$$

En retournant à la deuxième loi de Newton, il est possible de remplacer le terme d'accélération a par l'équation (2.11) :

$$\Sigma F = m \left[\frac{\partial v}{\partial x} v + \frac{\partial v}{\partial t} \right] \quad (2.12)$$

Puisque le volume d'eau est égal au produit de l'aire et de la distance en x , la masse est donc égale au produit de ce volume et de la masse volumique de l'eau ρ :

$$m = \rho A \Delta x \quad (2.13)$$

Et en remplaçant m dans (2.12) :

$$\Sigma F = \rho A \Delta x \left[\frac{\partial v}{\partial x} v + \frac{\partial v}{\partial t} \right] \quad (2.14)$$

Les forces externes causant l'accélération du fluide sont dues au changement de pression le long de l'axe parallèle à l'écoulement $\partial P / \partial x$, à la force de friction F et au poids de l'eau ρg . Si ϕ est l'angle de la pente de fond par rapport à l'horizontale, la somme de ces forces est égale à :

$$\Sigma F = \frac{\partial P}{\partial x} \Delta x \cos \phi - F \Delta x + \rho g A \Delta x \sin \phi$$

Pour un canal avec une faible pente de fond, $\cos \phi = 1$ et $\sin \phi = \tan \phi \approx S_0$;

$$\Sigma F = \frac{\partial P}{\partial x} \Delta x - F \Delta x + \rho g A \Delta x S_0 \quad (2.15)$$

Avec la variation de pression le long du canal équivalente à :

$$\frac{\partial P}{\partial x} \Delta x = -\rho g A \Delta x \frac{\partial y}{\partial x} \text{ en posant } y \text{ comme profondeur de l'eau.}$$

La force de friction le long du canal est équivalente à $F \Delta x = \rho g A \Delta x S_f$ et en ajoutant dans l'équation (2.15) :

$$\Sigma F = -\rho g A \Delta x \frac{\partial y}{\partial x} - \rho g A \Delta x S_f + \rho g A \Delta x S_0 \quad (2.16)$$

En égalisant les équations (2.14) et (2.16)

$$\rho A \Delta x \left[\frac{\partial v}{\partial x} v + \frac{\partial v}{\partial t} \right] = -\rho g A \frac{\partial y}{\partial x} \Delta x - \rho g A \Delta x S_f + \rho g A \Delta x S_0 \quad (2.17)$$

En simplifiant le terme $\rho A \Delta x$ dans (2.17):

$$\left[\frac{\partial v}{\partial x} v + \frac{\partial v}{\partial t} \right] = -g \frac{\partial y}{\partial x} - g S_f + g S_0$$

Et en réarrangeant :

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0$$

Identique à l'équation (2.9) de conservation de la quantité de mouvement.

Les équations précédentes de continuité (2.1) et de la conservation de la quantité de mouvement (2.9) sont valides lorsque :

- L'écoulement est unidimensionnel;
- La courbure du profil de l'eau est très petite et elle est négligeable;
- La distribution des pressions est hydrostatique;
- La résistance à l'écoulement est la même que pour l'écoulement en mode permanent et ce pour la même profondeur et vitesse;
- La pente de fond du canal est faible et permet, $\cos \phi = 1$ et $\sin \phi = \tan \phi \approx S_0$;

- La masse volumique de l'eau est constante;
- Le canal a des frontières fixes : l'entraînement d'air et le mouvement de sédiments sont négligés.

En reprenant l'équation de conservation de la quantité de mouvement (2.9) :

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_o - S_f) = 0$$

En réorganisant,

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \left(\frac{\partial y}{\partial x} - S_o + S_f \right) = 0$$

Et en isolant le terme S_f

$$S_f = S_o - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$$

En réorganisant,

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(y + \frac{v^2}{2g} \right) = S_o - S_f \quad (2.20)$$

Il est très intéressant de noter la forme de l'équation (2.20) exprimant la variation de l'énergie spécifique en fonction de la position.

En introduisant l'équation de Manning en écoulement uniforme:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S_f^{1/2} \text{ (où } R_h \text{ est le rayon hydraulique)} \quad (2.21)$$

En isolant le terme de la pente de la ligne d'énergie S_f dans (2.21) :

$$S_f = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R_h^{4/3}}$$

Et en remplaçant le terme relié à S_f dans l'équation (2.20):

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(y + \frac{v^2}{2g} \right) = S_o - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R_h^{4/3}}$$

En isolant Q et réorganisant :

$$Q^2 = \frac{n^2}{A^2 R_h^{4/3}} \left(S_o - \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} \left(y + \frac{v^2}{2g} \right) \right)$$

Et en simplifiant :

$$Q = \frac{n}{A R_h^{2/3}} \sqrt{\left(S_o - \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} \left(y + \frac{v^2}{2g} \right) \right)} \quad (2.22)$$

Lorsque les deux derniers termes de l'équation (2.22) sont de faibles magnitudes comparées à celui de la pente de fond, le débit est déterminé directement avec l'équation de Manning, (2.21) en considérant un écoulement uniforme ou la pente de la ligne d'énergie est égale à la pente de fond ($S_o = S_f$).

La résolution de l'équation de la conservation de la quantité de mouvement permet la création d'une relation directe entre les débits et les profondeurs d'écoulement. Intuitivement, le lien entre ces deux variables devrait donner une relation linéaire. Par contre, ceci n'est vrai que dans le cas où les deux (2) derniers termes de l'équation (2.22) sont négligés; le cas de l'onde cinétique (*Kinematic wave*) est alors obtenu (Ponce, 1989). Dans les cas présentant des pentes raides (ex. : 0.002 m/m et plus), l'approximation (qui ignore les deux (2) derniers termes) donne des résultats d'une précision jugée acceptable (Fread, 1998). Dans le cas où les pentes sont très faibles, le terme de variation de profondeur en fonction de variation de la position peut être de magnitude équivalente au terme de pente de fond et par conséquent celui-ci ne doit pas être négligé. Par contre, dans un tel cas, le nombre de Froude sera très petit et le terme d'accélération pourra alors être négligé (Henderson, 1964). Ces dans le cas où les derniers termes de l'équation (2.22) ne peuvent être négligés que la relation entre les débits et les profondeurs d'écoulement n'est

pas linéaire; on obtient alors une courbe de tarage qui présente un phénomène d'hystérésis entre les phases de crue et de décrue (*loop rating curve*). Ainsi, pour une profondeur donnée, le débit sera de plus forte magnitude lors de la phase de crue que lors de celle de décrue. Ce phénomène d'hystérésis fait en sorte qu'un observateur situé sur le bord d'une rivière, observant le passage d'une onde de crue, mesurerait en premier lieu le débit de pointe se produire et par la suite, le niveau d'eau maximal. Ensuite, sur la phase de redescende de l'onde (décrue), le niveau d'eau maximal serait maintenu alors que le débit continuerait de diminuer, mais sans jamais repasser par sa valeur maximale.

L'explication mathématique est relié au fait que le terme de la variation de la ligne d'énergie (spécifique) en fonction de la variation de position est négatif lors du passage du front d'une onde (crue), alors ce terme s'additionne à la pente de fond dans l'équation (2.22) et donne donc un débit plus élevé qu'en considérant un écoulement uniforme (Manning). Le cas inverse se produit sur la phase de redescende de l'onde (décrue) alors que le terme de la variation de la ligne d'énergie (dérivée partielle) est positif, se soustrayant donc au terme de la pente de fond, résultant alors en un débit de plus petite magnitude pour la même profondeur donnée. Il en résulte un phénomène d'hystérésis sur la courbe de tarage. À noter que le logiciel NWS FLDWAV permet de simuler cet effet d'hystérésis sur une courbe de tarage comme condition frontière alors que le logiciel HEC RAS ne le permet pas automatiquement.

2.2.3 Les équations « modifiées » de NWS FLDWAV

Le modèle NWS FLDWAV utilise une forme « modifiée » des équations de continuité et de la conservation de la quantité de mouvement afin de permettre de prendre en compte les apports latéraux, les cisaillements de surface et de fond, les effets de contractions et d'élargissements rapides, du vent, de la variation des vitesses latéralement dans une section transversales, de sinuosité et de la dissipation visqueuse d'énergie (ex. : comportement non newtonien associé à des boues denses).

L'équation de continuité utilisée dans le logiciel est similaire à (2.0):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial[s(A + A_o)]}{\partial t} - q = 0 \quad (2.23)$$

Et l'équation de la conservation de la quantité de mouvement utilisée dans le logiciel est :

$$\frac{\partial(sQ)}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2 / A)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial y}{\partial x} + S_f + S_e + S_i \right) + L + W_f b = 0 \quad (2.24)$$

dans lesquelles :

Q = débit (négatif si vers l'amont);

x = distance longitudinale

A = aire « active » de la section

A_o = aire « d'emmagasinement » de la section

q = apport latéral (négatif dans le cas d'un déversement)

s = facteur de sinuosité en fonction de la hauteur y

β = coefficient de distribution latérale des vitesses dans une section

S_f = pente de la ligne d'énergie

S_e = pente de contraction ou d'expansion

S_i = pente de frottement supplémentaire pour la dissipation d'énergie visqueuse (pour les boues ou les débris)

L = quantité de mouvement de l'apport/déversement latéral

W_f = effet du vent

b = largeur active de l'écoulement en fonction de y

La pente de la ligne d'énergie S_f est déterminée à partir de l'équation de Manning (2.21):

$$S_f = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R_h^{4/3}}$$

dans laquelle :

n = coefficient de Manning (en mode non permanent)

R_h = le rayon hydraulique

Pour le terme de la pente de contraction ou d'expansion S_e :

$$S_e = \frac{k\Delta(Q/A)^2}{2g\Delta x}$$

La valeur de k est celle du coefficient d'expansion (-0.05 à -0.75) ou de contraction (0.05 à 0.4) spécifié à une section transversale. Le terme $\Delta(Q/A^2)$ est la variation de $(Q/A)^2$ entre deux (2) sections transversales adjacentes séparée par une distance Δx . Le logiciel NWS FLDWAV permet de changer automatiquement le terme d'expansion en contraction et vice-versa lorsque l'écoulement change de sens.

Finalement le terme S_i n'est significatif que lorsque la viscosité du fluide est considérable et non-Newtonien (ex. : boues et/ou débris). Le logiciel permet d'ignorer ce terme (lorsque le paramètre « MUD » est fixé à 0).

Il est possible de constater que cette adaptation des équations de base présentées précédemment permet de prendre en compte plusieurs options ou contraintes supplémentaires et traiter des problèmes complexes.

2.2.4 Méthode de résolution des équations dans NWS FLDWAV

Cette section présente la technique de résolution des équations utilisée dans le logiciel NWS FLDWAV. Le schéma de résolution numérique des équations de Saint Venant utilisé par le logiciel NWS FLDWAV est connu sous le nom de *Dynamic Wave*. De toutes les méthodes « hydrologiques » et « hydrauliques », seule cette méthode permet de prendre en compte l'effet d'accélération induite par l'onde de rupture de barrage ainsi que des effets de remous produits par des barrages, ponts, contractions des rivières, etc. Ce schéma de résolution numérique utilise les techniques dites « implicites » ou « explicites » de discrétisation en différences finies. Ces dernières, plus simples, sont par contre restreintes d'application par des considérations de stabilité menant à l'utilisation de très courts pas de temps (*time step*), de l'ordre de quelques secondes pour les cas de bris de barrage. Des

explications à ce sujet sont données en conclusion de cette étude (voir « condition de courant »).

La nécessité d'utiliser ces faibles variations de temps requiert en revanche beaucoup plus de détails dans les calculs. La méthode « implicite » n'a pas ces inconvénients, mais les pas de temps peuvent devoir être limités afin de mener à une solution convergente. Cette méthode permet de représenter algébriquement les équations de Saint Venant et ainsi de déterminer le débit et le niveau de la surface de l'eau à chaque pas de temps. La méthode implicite la plus utilisée pour résoudre les équations de continuité et des moments est celle du *weighted four point* (Preissman, 1961). Cette méthode est celle qu'utilisent les logiciels NWS FLDWAV et DAMBRK. Ainsi, soit le rectangle au centre de la figure suivante, les valeurs aux quatre points (*four-point*) formant ce rectangle peuvent servir à estimer celles au point Z (voir figure 2.1).

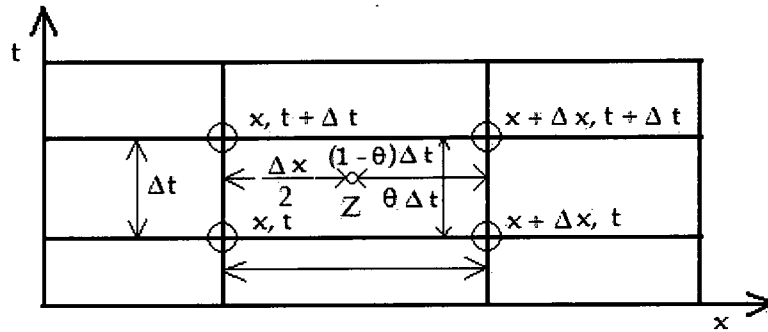


Figure 2.1 Schéma de résolution associée à la méthode de Preissman.

Les valeurs moyennes au point Z peuvent être déterminées à l'aide :

$$\varphi = \frac{\theta}{2}(\varphi'_{x+\Delta x} + \varphi'_{x+\Delta x}) + \frac{1-\theta}{2}(\varphi'_x + \varphi'_x) \quad (2.25)$$

dans laquelle :

x et $x + \Delta x$ représentent les localisations des points sur l'axe des x ;

t et $t + \Delta t$ représentent les temps ;

θ représente le paramètre « thêta » nommé *weighting factor* (Preissman, 1961)

Maintenant, en considérant une variable φ variable en fonction du temps ($\frac{\partial \varphi}{\partial t}$).

La représentation par différences finies suivante est la moyenne de la différence dans le temps entre les quatre points,

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t}(Z) = \frac{\left(\frac{\varphi_x^{t+\Delta t} + \varphi_{x+\Delta x}^{t+\Delta t}}{2} - \frac{\varphi_x^t + \varphi_{x+\Delta x}^t}{2} \right)}{\Delta t}$$

Maintenant, en considérant une variable φ donnant la position exacte d'un point se déplaçant en fonction de la distance entre ces points ($\frac{\partial \varphi}{\partial x}$) l'on obtient,

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x}(Z) = \frac{(1-\theta)(\varphi_{x+\Delta x}^t - \varphi_x^t) + \theta(\varphi_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} - \varphi_x^{t+\Delta t})}{\Delta x} \quad (2.26)$$

Soit l'équation de continuité (2.0) sans apport latéral,

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \text{ ou en remplaçant, } \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

Il est possible d'exprimer les termes de l'équation de continuité en termes de différences finies, en utilisant les équations présentées précédemment. Ainsi,

$$\frac{(1-\theta)(Q_{x+\Delta x}^t - Q_x^t) + \theta(Q_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} - Q_x^{t+\Delta t})}{\Delta x} + \frac{\left(\frac{A_x^{t+\Delta t} + A_{x+\Delta x}^{t+\Delta t}}{2} - \frac{A_x^t + A_{x+\Delta x}^t}{2} \right)}{\Delta t} = 0$$

dans laquelle,

Q_x^t est le débit à un temps t et une distance x le long de l'axe des x ;

A_x^t est l'aire d'écoulement à un temps t et une distance x le long de l'axe des x .

L'équation de conservation de la quantité de mouvement (2.9) peut aussi être représentée par différences finies. Par contre, celle-ci contient certains termes qui ne sont pas dérivables (ex.: g et S_f) exprimés par :

$$\varphi(Z) = (1-\theta) \left(\frac{\varphi_{x+\Delta x}^t + \varphi_x^t}{2} \right) + \theta \left(\frac{\varphi_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} + \varphi_x^{t+\Delta t}}{2} \right) \text{ pour une variable arbitraire } \varphi.$$

L'équation de conservation de la quantité de mouvement (2.9) :

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_o - S_f) = 0$$

dans laquelle la pente de la ligne d'énergie S_f peut être exprimée, avec l'équation de Manning (2.21), de la façon suivante :

$$S_f = \frac{n^2 v^2}{A^2 R^{4/3}}$$

Ainsi, exprimés par la méthode de différences finies ces termes deviennent :

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} &= \frac{\left[\left(\frac{Q}{A} \right)_x^{t+\Delta t} + \left(\frac{Q}{A} \right)_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} \right] - \left[\left(\frac{Q}{A} \right)_x^t + \left(\frac{Q}{A} \right)_{x+\Delta x}^t \right]}{2\Delta t} \\ v \frac{\partial v}{\partial x} &= \frac{(1-\theta) \left[\left(\frac{Q^2}{A^2} \right)_{x+\Delta x}^t - \left(\frac{Q^2}{A^2} \right)_x^t \right] + \theta \left[\left(\frac{Q^2}{A^2} \right)_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} - \left(\frac{Q^2}{A^2} \right)_x^{t+\Delta t} \right]}{\Delta x} \\ g \frac{\partial y}{\partial x} &= g \left[\frac{(1-\theta)(y'_{x+\Delta x} - y'_x) + \theta(y'^{t+\Delta t}_{x+\Delta x} - y'^{t+\Delta t}_x)}{\Delta x} \right] \\ g S_f &= g(1-\theta) \left[\frac{\frac{-2}{n} \frac{\overline{Q'}}{\overline{A'}} \frac{\overline{Q'}}{\overline{A'}}}{\delta^2 (\overline{R'})^{4/3}} \right] + g\theta \left[\frac{\frac{-2}{n} \frac{\overline{Q'}^{t+\Delta t}}{\overline{A'}^{t+\Delta t}} \frac{\overline{Q'}^{t+\Delta t}}{\overline{A'}^{t+\Delta t}}}{\delta^2 (\overline{R'}^{t+\Delta t})^{4/3}} \right] \end{aligned}$$

Pour le dernier terme, les valeurs marquées avec une barre représentent la moyenne entre deux sections (x et $x + \Delta x$).

La variable θ joue un rôle clé dans la stabilité des calculs. Lorsque cette variable est à moitié ($\theta = 0.5$), la procédure de résolution devient explicite et une contrainte de variation de temps maximale à utiliser s'ajoute. Cette contrainte est connue sous le critère de Courant.

Puisque $dx = \Delta x$ et $dt = \Delta t$, alors le pas de temps limite est :

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{(v + c)} \text{ ou dans une autre forme,}$$

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{(v + \sqrt{gy})} \text{ En remplaçant } c \text{ par } \sqrt{gy}$$

Lorsque la variable θ est égale à 1, le schéma de résolution devient complètement implicite.

2.2.5 Les équations utilisées par le modèle HEC RAS

Le logiciel HEC RAS permet, depuis sa version 3.0, la simulation de l'écoulement en mode transitoire. Ainsi l'équation de continuité est similaire à l'équation (2.0), en lui introduisant un terme relié aux apports latéraux q :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} - B \frac{\partial y}{\partial t} - q = 0$$

L'équation de conservation de la quantité de mouvement est pour sa part égale à l'équation (2.9) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Qv}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) + L = 0$$

Elles n'incluent pas les termes reliés aux effets du vent, les pertes causées par les contractions et expansions et celui relié à la viscosité du fluide analysé tel que le permet le logiciel NWS FLDWAV.

2.2.6 Méthode de résolution des équations dans HEC-RAS

Dans le logiciel HEC RAS, la structure du programme qui permet la résolution des équations de Saint Venant est basée sur une version modifiée du module UNET (*Unsteady network model*), développée par Barkau (1992). Similairement à NWS FLDWAV, HEC

RAS utilise la technique implicite à quatre points afin de générer l'ensemble d'équations différentielles. Par contre, HEC RAS résout ces équations en utilisant une technique de linéarisation et de résolution de matrices creuses tandis que NWS FLDWAV applique la technique de *Newton Raphson* pour les résoudre.

Les sections transversales sont toujours découpées en trois zones associées aux plaines de débordement et du lit principal (*left overbank, right overbank, main channel*) et le niveau d'eau est supposé égal dans ces trois zones. Par contre, la débitance (*conveyance*) est calculée à l'aide de l'équation empirique de Manning et le volume de fluide (eau) est séparé en ces trois zones. Un système d'équation à chaque pas de temps est généré et est représenté dans une matrice. Cette matrice est par la suite réduite et résolue à l'aide du solveur développé par Barkau (1992). Les variables du débit et des niveaux d'eau sont ainsi calculées à chaque section transversale.

2.2.7 Théorie associée aux débits de brèche

Le débit de brèche est calculé similairement à un écoulement par-dessus un déversoir à seuil trapézoïdal épais et le logiciel NWS FLDWAV utilise l'équation suivante afin d'en déterminer la valeur :

$$Q_b = C_v K_s [3.1 b_i (h - h_i)^{1.5} + 2.45 z (h - h_i)^{2.5}] \quad (2.27)$$

dans laquelle :

Q_b est le débit instantané de brèche (pi^3/s);

C_v est un coefficient de correction pour la vitesse d'approche;

K_s est un coefficient de correction pour la submergence aval (possible);

b_i est la largeur instantanée au fond de la brèche (pi);

h est la hauteur d'eau au bief amont du barrage (pi);

h_i est la hauteur instantanée au fond de la brèche (pi);

z est la pente latérale de la brèche.

En SI, les coefficients 3.1 et 2.45 deviennent respectivement 1.71 et 1.26.

La figure 2.2 montre un croquis de ces différents paramètres sur un barrage.

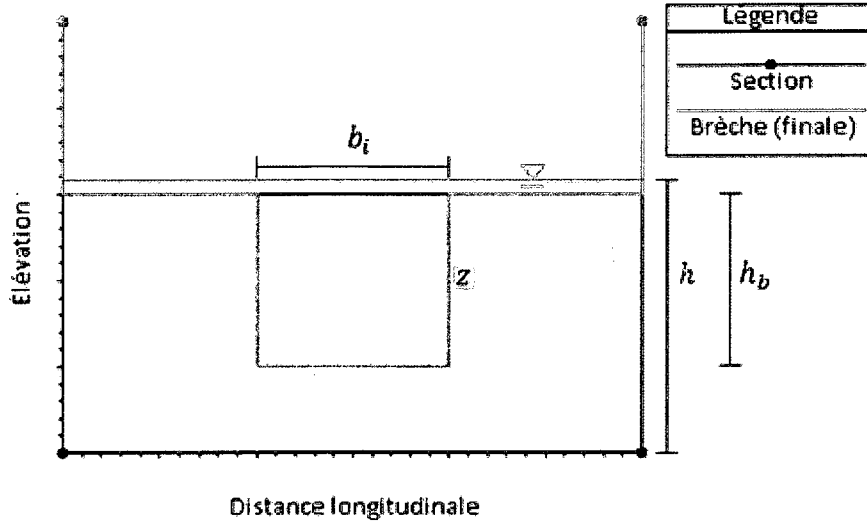


Figure 2.2 Définition des paramètres de brèche utilisés dans le logiciel NWS FLDWAV.

Le coefficient K_s est obtenu avec l'équation suivante :

$$K_s = 1.0 - 27.8 \left[\frac{h_t - h_b}{h - h_b} - 0.67 \right]^3 \quad (2.28)$$

dans laquelle h_t (pi) est la hauteur de submergence en aval.

Or, il est indiqué que NWS FLDWAV vérifie la relation suivante (Vernard, 1954) :

$$\frac{h_t - h_b}{h - h_b} < 0.67 \quad (2.29)$$

dans laquelle :

h_t est la hauteur d'eau au pied du barrage (pi)

Si cette relation est respectée, alors le coefficient K_s est égal à 1.0.

Cette valeur peut parfois entraîner une réduction majeure du débit évacué (ex. : $K_s = 0.3$ ou 0.4). De plus, il est intéressant de noter que le logiciel DAMBRK ne prenait pas en compte les effets de submergence aval.

La hauteur du fond de la brèche est donnée par la relation suivante :

$$h_b = h_d - (h_d - h_{bm}) \left(\frac{\tau_b}{\tau} \right)^{\rho_0} \quad (2.30)$$

dans laquelle :

h_d est la hauteur totale du barrage (pi)

h_{bm} est la hauteur finale de la brèche (pi)

τ_b est le temps de depuis la formation de la brèche (heure)

τ est le temps total de formation de la brèche (heure)

ρ_o est le degré de non-linéarité (habituellement assumé linéaire à 1.0)

La largeur instantanée de la brèche b_i est donnée par l'équation suivante :

$$b_i = b \left(\frac{\tau_b}{\tau} \right)^{\rho_o} \quad (2.31)$$

dans laquelle :

b est la largeur finale de la brèche (pi)

Le coefficient C_v est obtenu avec la relation suivante (Brater, 1959) :

$$C_v = 1.0 + 0.023 \frac{Q_b^2}{[B_d^2(h - h_{bm})^2(h - h_b)]} \quad (2.32)$$

dans laquelle :

Q_b est le débit sortant du réservoir (pi³/s)

B_d est la largeur du réservoir face au barrage (pi)

Il est à noter que les équations utilisées dans le logiciel HEC RAS, afin de calculer le débit de brèche, ne sont présentement pas publiées, mais certaines équations ont été obtenues directement de l'USACE (Gee, 2009) et sont présentées ci-dessous.

Soit l'équation d'un écoulement par orifice :

$$Q_b = C \sqrt{2gA} \left(Z_H + \frac{v^2}{2g} - Z_b \right)^{0.5} \quad (2.33)$$

dans laquelle :

Q_b est le débit instantané de brèche;

C est le coefficient de débit (orifice);

A est l'aire (orifice);

Z_H est le niveau d'eau amont;
 v est la vitesse d'approche;
 z est la pente latérale de la brèche;
 Z_b est l'élévation au centre de la brèche.

Les effets de submergence aval sont pris en compte par la réduction du d'énergie spécifique par le niveau d'eau aval (Z_T) et par l'introduction d'un facteur de submergence critique (R_c). L'équation (2.33) devient alors :

$$Q_b = \frac{C}{R_c(1 - R_c)} \sqrt{2g} A \left(Z_H + \frac{v^2}{2g} - Z_T \right)^{0.5} \quad (2.34)$$

L'équation reliée à la détermination du facteur de submergence critique (R_c) ne sont pas disponibles. À noter que les équations (2.33) et (2.34) sont celles d'un orifice et non d'un déversoir. Ces équations permettent d'estimer le débit de brèche dans le cas d'une rupture par érosion interne (*piping*), alors que les équations utilisées par HEC RAS pour simuler l'effet d'une brèche par déversement (*overtopping*) ne sont pas disponibles.

CHAPITRE 3 - ANALYSE D'UN CAS SIMPLIFIÉ

3.1 Introduction

Ce chapitre présente les résultats des simulations effectuées à l'aide des logiciels HEC RAS et NWS FLDWAV sur un modèle représentant un canal de forme rectangulaire de géométrie simple avec un barrage et sa retenue d'eau en amont. L'étude de ce cas en particulier a l'avantage de réduire la probabilité d'introduire des différences quant à la représentation géométrique à l'intérieur du modèle et d'ainsi mettre l'accent sur les paramètres reliés aux simulations numériques. De telles différences sont souvent inévitables lorsque les modèles sont complexes et ce, en raison du format de représentation géométrique propre à chaque logiciel. En effet, le logiciel NWS FLDWAV utilise un format simplifié de représentation géométrique des sections transversales par rapport à celui qu'utilise HEC RAS. L'explication de ces différences de formats de représentation géométrique utilisés par les deux logiciels a été introduite au chapitre 2 et elle se poursuit à la fin du chapitre 5.

Les simulations présentées dans ce chapitre ont été effectuées en utilisant les paramètres de simulation par défaut du logiciel HEC RAS. Le choix des paramètres à l'intérieur du logiciel NWS FLDWAV a été fait en fonction des recommandations du guide d'utilisateur. La valeur par défaut du paramètre « θ » (*weighting factor*) présenté au chapitre 2, a dû être modifiée dans le logiciel HEC RAS où une valeur de 0.8 a été choisie (contrairement à une valeur de 1.0 par défaut) et ce, afin de permettre d'obtenir une solution numérique convergente des équations de Saint Venant. Une analyse de sensibilité de ce paramètre est d'ailleurs présentée à la fin de ce chapitre.

La section 3.2 de ce chapitre montre les résultats obtenus suite aux simulations effectuées en mode permanent (débit constant en fonction du temps), en spécifiant les mêmes conditions d'écoulement à l'intérieur des deux logiciels. Ces simulations visent à s'assurer que le modèle est représenté (géométriquement) de manière identique, permettant ainsi de valider les conditions d'écoulement imposées en lien avec les hypothèses de simulation (ex. : la relation

de profondeur d'écoulement en fonction du débit imposé). Par la suite à la section 3.3, un barrage avec sa retenue d'eau en amont est ajouté au modèle et une analyse comparative des caractéristiques de l'onde induite par une brèche partielle de cet ouvrage a été produite.

3.2 Analyses en écoulement permanent

Le modèle créé se base sur la géométrie d'un canal rectangulaire simple (fictif) qui possède les caractéristiques géométriques suivantes :

- Largeur uniforme de 30.0 m;
- Hauteur uniforme de 6.0 m;
- Longueur de 1000.0 m;
- Pente uniforme de 0.001 m/m;
- Rugosité uniforme (Coefficient de Manning = 0.037)
- Sections transversales espacées aux 100.0 m;
- Coefficients d'expansion ou de contraction aux sections transversales = 0.0

Les conditions d'écoulement suivantes ont été imposées au modèle lors des simulations :

- Conditions frontières en aval : profondeur normale basée sur la pente de fond (S_o) de 0.001 m/m;
- Profondeur initiale de l'écoulement en mode permanent fixée à 2.0 m; le débit permettant d'obtenir cette profondeur de 2.0 m le long du canal rectangulaire a été déterminé en utilisant l'équation de Manning (voir ci-contre); ainsi, un débit constant de 75.0 m³/s a été spécifié en amont comme condition frontière.

Ainsi, en reprenant l'équation de Manning (2.21) :

$$S_f = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R_h^{4/3}}$$

Dans laquelle :

S_f = pente de la ligne d'énergie;

n = coefficient de Manning;

Q = débit (m^3/s);

A = aire de la section mouillée (m^2);

R_h = rayon hydraulique.

Et en remplaçant par les valeurs appropriées (énumérés au début de cette section) on obtient :

$$0.001 = \frac{(0.037)^2 Q^2}{(30.0 \cdot 2.0)^2 \left(\frac{30.0 \cdot 2.0}{30.0 + 2 \cdot 2.0} \right)^{4/3}}$$

En en solutionnant,

$$Q = 75 \text{ m}^3/\text{s},$$

soit le débit à imposer au modèle afin de permettre une hauteur d'eau constante de 2.0 m en tout point le long du canal.

La figure 3.1 présentée ci-dessous, montre le profil d'écoulement avec les niveaux d'eau maximums déterminés lors des simulations en mode permanent à l'aide du logiciel HEC RAS.

Sur cette figure, il est possible de constater que la hauteur d'eau est constante à 2.0 m le long du canal (ex. : distance 0.0 km, niveau d'eau : 3.0 m - 1.0 m = 2.0 m). De plus l'analyse des résultats détaillés montre que la vitesse de l'écoulement est aussi constante à 1.25 m/s à chaque section transversale; cette vitesse a été vérifiée et confirmée par calcul théorique¹.

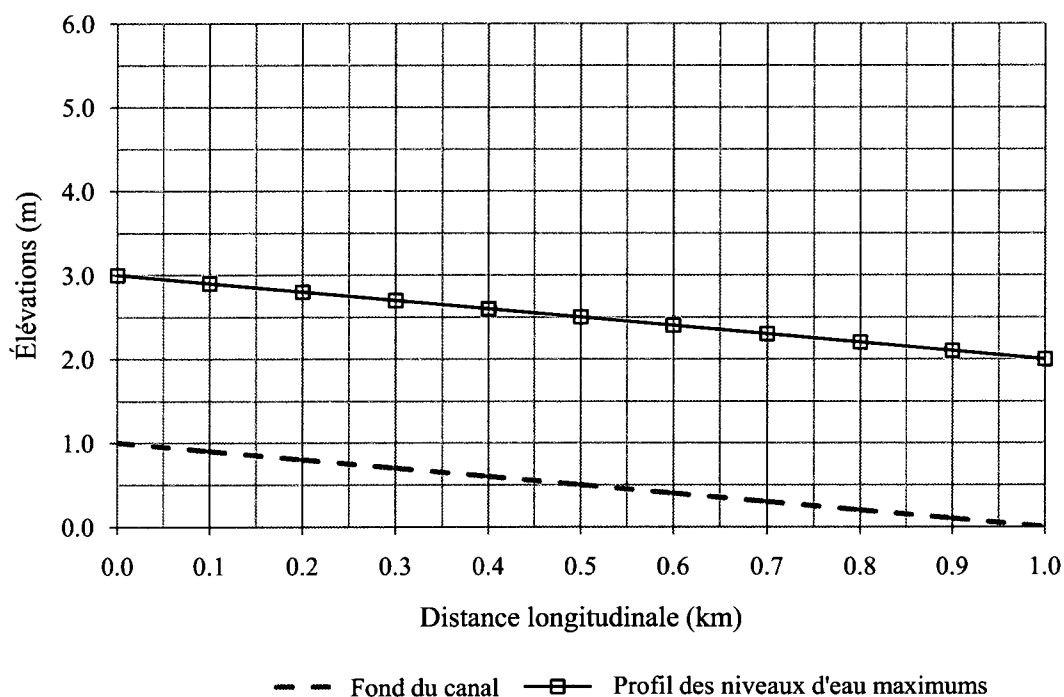


Figure 3.1 Profil d'écoulement avec les niveaux d'eau maximums lors des simulations en régime permanent (HEC RAS).

¹ $Q = v(by)$; $75 = v(2.0 * 30)$; $v = 1.25$ m/s

La figure 3.2 ci-contre présente les niveaux d'eau maximum déterminés lors des simulations en écoulement permanent avec le logiciel NWS FLDWAV. Tel qu'obtenu lors de l'analyse effectuée précédemment, la hauteur d'eau est constante à 2.0 m le long du canal et l'analyse des résultats détaillés montre que la vitesse de l'écoulement est constante à 1.25 m/s.

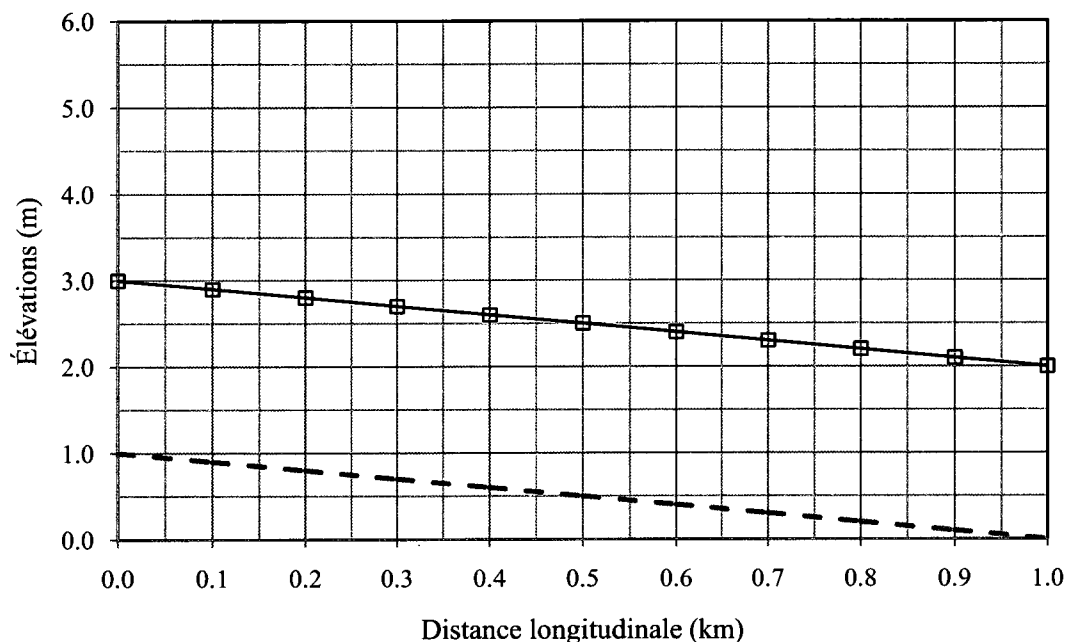


Figure 3.2 Profil d'écoulement avec les niveaux d'eau maximums lors des simulations en régime permanent (NWS FLDWAV).

En comparant les figures 3.1 et 3.2, on peut constater que les niveaux d'eau maximum (et les vitesses d'écoulement correspondantes) sont exactement les mêmes dans les deux logiciels. Ainsi, les modèles créés permettent de représenter l'écoulement permanent du débit de $75 \text{ m}^3/\text{s}$ de façon identique.

Ces analyses ont démontré que le modèle créé avec le logiciel HEC RAS concorde avec celui du logiciel NWS FLDWAV. À ce point, il est jugé que la géométrie des deux modèles ne permet pas d'introduire des différences quant aux résultats obtenus.

3.3 Ajout du barrage et de sa retenue amont

Suite à la vérification de la concordance du modèle à l'intérieur des deux logiciels en écoulement permanent, un barrage ainsi que sa retenue d'eau en amont ont été ajoutés. Pour fins de comparaison et de vérification, deux analyses ont été produites: la première en simulant l'écoulement sans rupture et la seconde avec la rupture partielle de l'ouvrage, et ce à l'intérieur des deux logiciels. La méthode « *level-pool routing* » est utilisée pour l'écoulement dans la retenue amont (ainsi seule l'équation de continuité est alors utilisée pour la retenue). Le choix de cette méthode peut parfois surestimer les débits évacués en aval puisqu'on considère, à un instant donné, que le niveau d'eau disponible dans la retenue est horizontal. Cette méthode ne tient pas compte, dans une retenue de grande superficie, du temps de parcours des eaux entre son entrée et sa sortie. Or, dans ce premier cas à l'étude, la retenue d'eau derrière le barrage située à la limite amont, n'est pas de grande superficie et on peut penser que le temps de parcours des eaux à l'intérieur de celle-ci est négligeable.

Le barrage est situé à la première section (amont) du tronçon, soit à la distance longitudinale 0.0 km. Le barrage bloque la largeur totale du canal, soit sur 30.0 m. La crête du barrage est à l'élévation 4.0 m et la hauteur totale de l'ouvrage est donc de 3.0 m par rapport au fond du canal qui lui, est à l'élévation de 1.0 m. Le coefficient de débit de l'ouvrage est spécifié identique dans les deux (2) logiciels où une valeur de 1.7 est spécifiée (égale à 3.08 en SA). Afin d'ajouter la retenue d'eau en amont du barrage, une relation surface-élévation a été définie, afin de simuler la présence d'une retenue d'eau d'un (1) million de mètres cubes (10^6 m^3) en amont. Les formats de représentation de cette retenue sont identiques dans les deux logiciels. Par contre HEC RAS requiert la présence de deux (2) sections en amont du barrage (*inline structure*); une section supplémentaire située à une courte distance (de 0.001 m) a donc été spécifiée en amont de la première section du modèle. À noter que cet ajout nécessaire à la création du modèle HEC RAS n'a pas créé de différence aux résultats présentés jusqu'à présent². De plus, un débit de base (*pilot flow*) de $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$ a été ajouté au modèle dans les deux logiciels comme condition initiale d'écoulement afin d'assurer la

² La même section a été créée à l'intérieur du modèle NWS FLDWAV et il ressort de cette vérification que cet ajout ne cause aucune différence sur les résultats obtenus précédemment.

stabilité numérique et un lit « mouillé » en aval du barrage. En effet, les logiciels ne permettent pas les simulations avec un lit du cours d'eau sec en aval (sauf, pour NWS FLDWAV, lors de la simulation de débris/boues sur un tronçon de très faible pente). Ce faible débit ajouté n'est pas jugé avoir un effet significatif sur les résultats obtenus lorsqu'on considère que la majorité des simulations cherchent à connaître les conditions extrêmes d'écoulement et les niveaux d'eau maximum (Fread, 1998).

HEC RAS (avec « θ » = 0.8)

La première simulation effectuée est celle en considérant la présence du barrage, mais sans simuler sa rupture. L'écoulement se fait donc par-dessus la crête (située à la distance 0.0 km sur la figure 3.3) et celle-ci agit alors comme un déversoir libre. La figure 3.3 montre le profil maximal d'écoulement obtenu lors du passage du débit de $75 \text{ m}^3/\text{s}$.

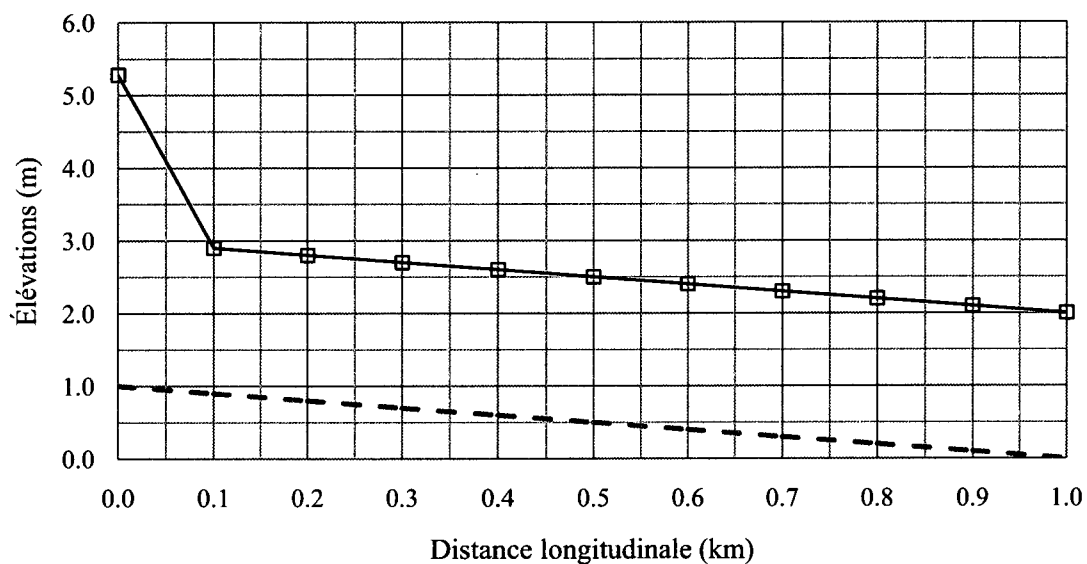


Figure 3.3 Profil d'écoulement avec les niveaux d'eau maximums lors des simulations en régime permanent avec le barrage (HEC RAS).

Le niveau d'eau atteint juste au-dessus du déversoir est de 1.29 m ($5.29 \text{ m} - 4.0 \text{ m}$) conformément à l'équation standard d'un déversoir³ (en utilisant un coefficient de débit de 1.7 et une hauteur d'eau (H) sur le seuil de 1.29 m).

³ $Q = CLH^{1.5}$ (Design of Small Dams USBR, 1987)

NWS FLDWAV

Cette section présente les résultats obtenus avec le logiciel NWS FLDWAV lors de l'ajout du barrage et de sa retenue d'eau amont. La figure 3.4 montre le profil maximal d'écoulement lors du passage du débit de $75.0 \text{ m}^3/\text{s}$. Le niveau atteint, juste au-dessus du déversoir est 1.29 m, soit $5.29 \text{ m} - 4.0 \text{ m}$. L'élévation de 5.29 m au barrage peut être vérifiée de la même façon qu'à la section 3.3.1.

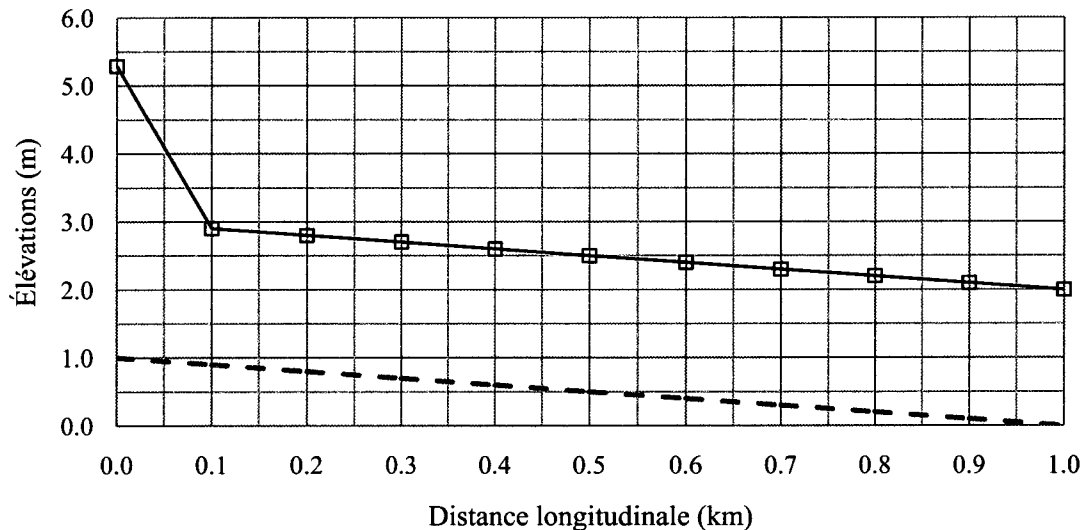


Figure 3.4 Profil d'écoulement avec les niveaux d'eau maximums lors des simulations en régime permanent avec le barrage (NWS FLDWAV).

En comparant les figures 3.3 et 3.4, il est possible de constater que les résultats obtenus sont identiques pour les deux logiciels. Ainsi, l'ajout du barrage et de la retenue d'eau s'est donc effectué sans introduire de différences entre les modèles. Lors de la création d'un modèle avec le logiciel HEC RAS, une attention particulière doit être apportée au choix du coefficient de débit (C) relié au déversement par-dessus la crête du barrage (voir note 3 à la page précédente). En effet, la valeur par défaut (HEC RAS) est de 1.4 et celle-ci devrait être modifiée afin de bien refléter les conditions d'écoulement de l'ouvrage en question. Un coefficient de débit doit nécessairement être spécifié (manuellement) lors de la création d'un modèle avec le logiciel NWS FLDWAV et le guide d'utilisateur recommande une valeur comprise entre 2.6 et 3.1 en SA (soit respectivement 1.44 et 1.71 en SI).

Puisque les résultats obtenus à partir des modèles créés avec les logiciels HEC RAS et NWS FLDWAV sont identiques, les simulations en écoulement transitoire suite à la rupture du barrage peuvent donc être investiguées et celles-ci sont présentées ci-dessous.

3.4 Étude de rupture sur le logiciel HEC RAS

Cette section présente les résultats de la simulation d'une brèche partielle dans le barrage. Cette initiation de brèche se fait au début de la simulation lorsque le niveau d'eau atteint l'élévation de la crête du barrage au bief amont (4.0 m). Le temps de formation de la brèche est fixé à 10 minutes et l'élévation finale du fond de la brèche est fixée au 2/3 de la profondeur au droit du barrage, soit à l'élévation de 2.0 m (norme HQ SB-80-01-00, 1988). De plus, la largeur finale de cette brèche est de 10.0 m. La figure 3.5 montre le profil des niveaux d'eau maximums suite à la rupture du barrage (le profil de la figure 3.3 est superposé pour fins de comparaison). Le niveau d'eau au-dessus du barrage est similaire à celui déterminé sans rupture (la différence est de 0.02 m, soit de 0.38%).

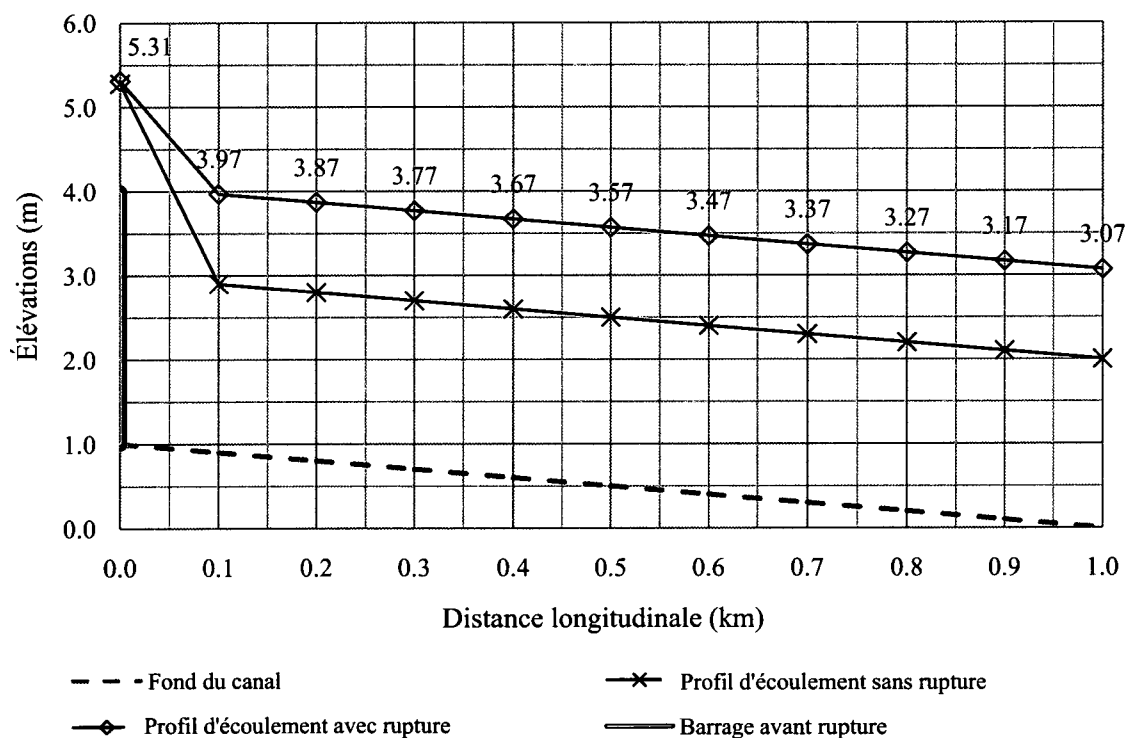


Figure 3.5 Profil d'écoulement avec les niveaux d'eau maximums lors des simulations avec rupture partielle du barrage (HEC RAS).

La figure 3.6 montre l'hydrogramme au barrage (section 0.0 km) lors de la simulation effectuée à l'aide du logiciel HEC RAS.

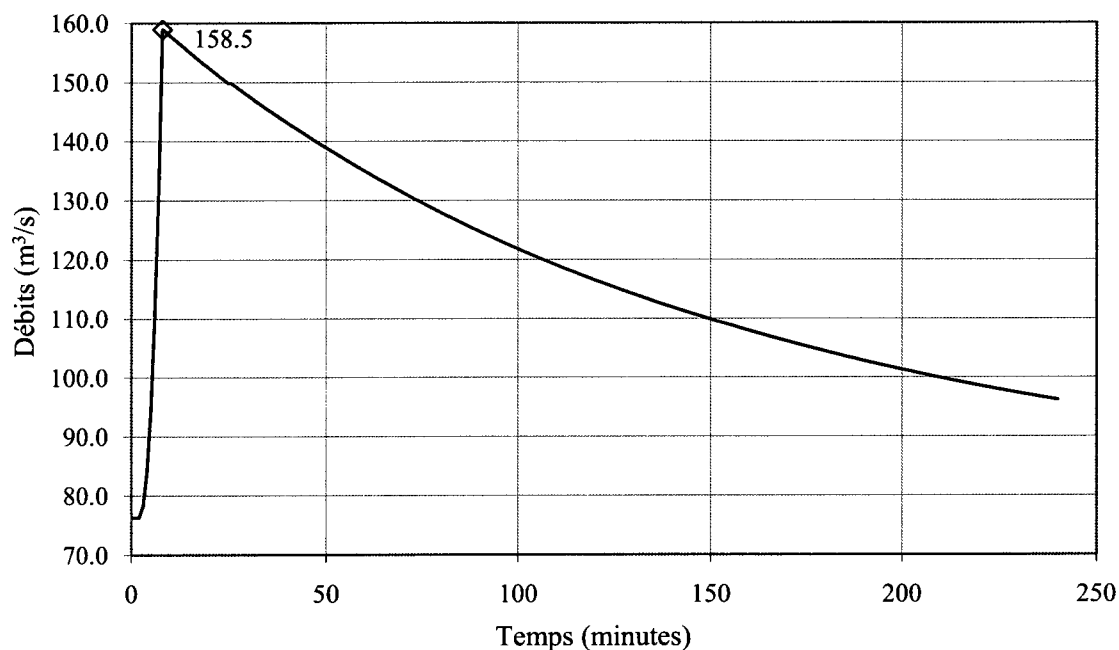


Figure 3.6 Hydrogramme (débits en fonction du temps) suite à la simulation de rupture partielle du barrage avec le logiciel (HEC RAS).

Sur cette figure, on peut constater que le débit maximal de $158.5 \text{ m}^3/\text{s}$ est obtenu au temps 10 minutes et qu'il a diminué par la suite à chaque instant suite à la vidange de la retenue en amont. L'atténuation de l'hydrogramme induit par la rupture est plutôt lente, ceci est explicable par le grand volume d'eau dans la retenue au bief amont de l'ouvrage. Il est important de noter que les valeurs de débit présentées sur la figure précédente ne sont pas uniquement attribuables à la brèche formée dans l'ouvrage. En effet, une certaine portion du barrage reste en place après cette rupture alors que l'écoulement se fait par-dessus le barrage sur cette portion du barrage (sur une longueur de : $30.0 \text{ m} - 10.0 \text{ m} = 20.0 \text{ m}$). À noter que le débit déversé sur cette section du barrage est de $49.9 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.5 Étude de rupture sur le logiciel NWS FLDWAV

La figure 3.7 montre le profil d'écoulement des niveaux d'eau maximums déterminé lors de l'analyse effectuée avec le logiciel NWS FLDWAV en condition de rupture soudaine du barrage (avec les mêmes paramètres de brèche que HEC RAS). Encore une fois, la figure montre le profil d'écoulement déterminé sans rupture (déjà présenté à la figure 3.4) pour fins de comparaisons.

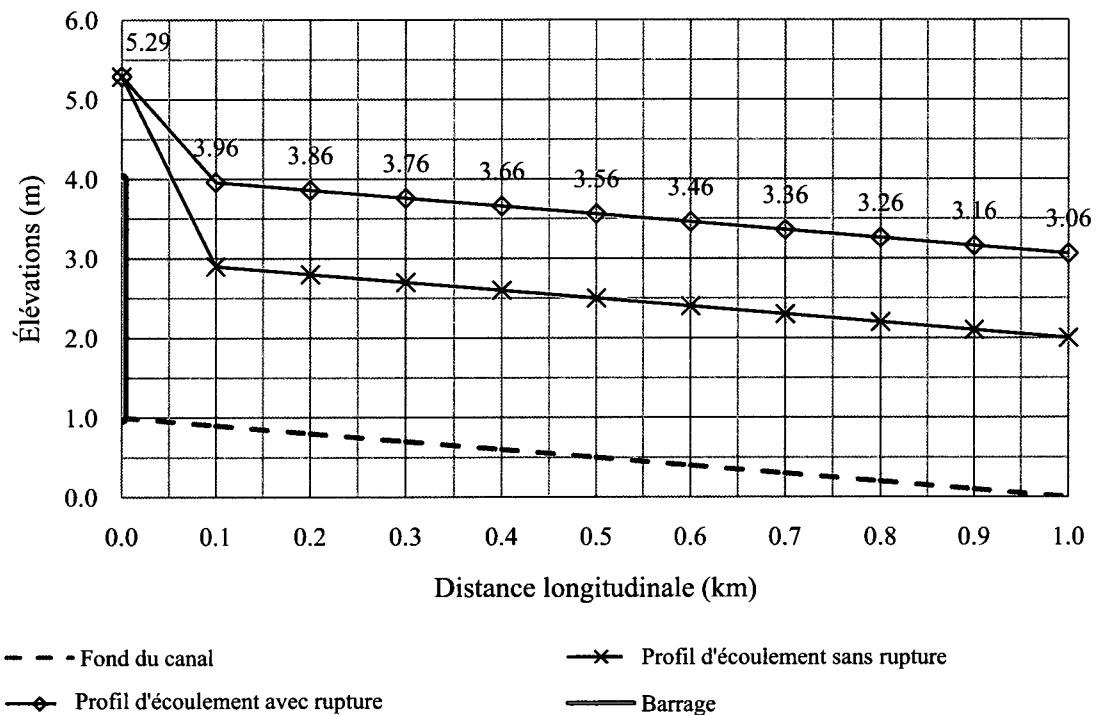


Figure 3.7 Profil d'écoulement avec les niveaux d'eau maximums lors des simulations avec rupture partielle du barrage (NWS FLDWAV).

Les niveaux déterminés sont presque similaires à ceux déterminés lors des simulations présentées à la section avec le logiciel HEC RAS. En effet, l'écart relatif maximal entre les profils des figures 3.6 et 3.7 est très faible et celui-ci est de 0.02 m au droit du barrage ($5.31 \text{ m} - 5.29 \text{ m} = 0.02 \text{ m}$).

La figure 3.8 montre l'hydrogramme au barrage tel que déterminé lors de la simulation de rupture avec NWS FLDWAV (voir figure 3.6 pour la comparaison graphique).

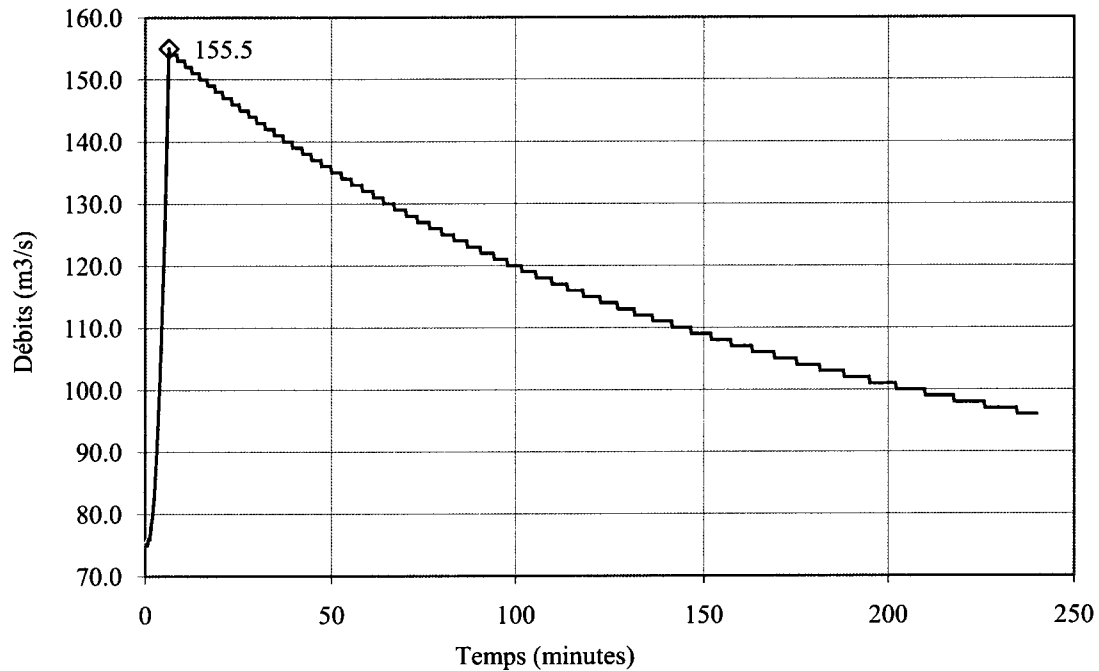


Figure 3.8 Hydrogramme (débits en fonction du temps) suite à la simulation de rupture partielle du barrage avec le logiciel (NWS FLDWAV).

Sur la figure précédente, on peut constater que le débit maximal de $155.5 \text{ m}^3/\text{s}$ a été enregistré au temps 10 minutes et qu'il a diminué par la suite à chaque instant suite à la vidange de la retenue en amont.

Toute comme pour les niveaux d'eau, cette valeur de débit est inférieure à celle déterminée à la section 3.2.3 avec HEC RAS; et la différence est de $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ (écart de 2.0%). Reste que l'atténuation des hydrogrammes est similaire alors que le débit est d'environ $100 \text{ m}^3/\text{s}$ après 200 minutes de simulation.

3.6 Analyse des résultats

L'analyse comparative des résultats obtenus à partir des logiciels HEC RAS et NWS FLDWAV, lors des simulations sur un modèle simple, a permis d'identifier des différences quant aux niveaux d'eau maximums et aux débits maximum déterminés. Ces différences sont jugées mineures de par leurs écarts relatifs alors qu'ils pourraient facilement être attribuables aux conversions d'unités utilisées à l'intérieur du logiciel NWS FLDWAV. Il reste que l'analyse comparative de ce cas simple prouve que les logiciels permettent d'obtenir des résultats très similaires. De plus, la précision relative est jugée acceptable considérant les incertitudes hydrauliques entre autres inhérentes aux estimations des coefficients de rugosité et de débit.

Vérification des débits de brèche

Le débit total passant par le barrage, déterminé lors des simulations à partir du modèle NWS FLDWAV, est de 155.5 m³/s alors que celui du modèle HEC RAS est de 158.5 m³/s. Avec NWS FLDWAV, les niveaux d'eau en amont et en aval de la structure au premier pas de temps (*time step*) suite à la formation complète de la brèche sont respectivement de 5.28 m et 3.53 m. Le niveau final de la brèche est de 2.0 m et la crête du barrage est au niveau 5.0 m. La brèche se forme en 10 minutes et elle est d'une largeur finale de 10.0 m.

Une vérification du calcul de débit de brèche avec le logiciel NWS FLDWAV est montrée ci-dessous. Ainsi, en remplaçant les valeurs appropriées dans l'équation (2.29),

$$\frac{3.53 - 2.0}{5.29 - 2.0} = 0.47 < 0.67$$

Impliquant un $K_s = 1.0$ puisque la relation n'est pas respectée.

En remplaçant dans l'équation (2.30) pour le temps final où la brèche est entièrement formée :

$$h_b = 5.0 - (5.0 - 2.0) \left(\frac{0.1}{0.1} \right)^1$$

$$h_b = 2.0$$

En remplaçant dans l'équation (2.31) pour le temps final où la brèche est complètement formée :

$$b_i = (10.0) \left(\frac{0.1}{0.1} \right)^1$$

$$b_i = 10.0$$

En remplaçant dans l'équation (2.32) et en utilisant les valeurs en système anglais (SA),

$$C_v = 1.0 + 0.023 \frac{(2648.63)^2}{[(32.81)^2(17.322 - 3.281)^2(17.322 - 3.281)]}$$

$$C_v = 1.05$$

Finalement, en remplaçant les valeurs dans l'équation (2.27) :

$$Q_b = (1.05)(1.0)[(1.71)(10.0) (5.28 - 2.0)^{1.5}]$$

$$Q_b = 106.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cette valeur de $106.7 \text{ m}^3/\text{s}$ est celle du débit de brèche uniquement.

En ajoutant le débit évacué par-dessus la portion du déversoir non détruite (en fonction de l'équation standard d'un déversoir) :

$$Q_d = CLH^{1.5}$$

Et en remplaçant par les valeurs appropriées,

$$Q_d = [(1.7)(20.0) (5.28 - 4.0)^{1.5}]$$

$$Q_d = 49.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Soit le débit évacué (*overflow*) par-dessus la portion restante du barrage. Il faut aussi ajouter le débit spécifié comme condition initiale (*pilot flow*) de $Q_i = 1.0 \text{ m}^3/\text{s}$.

Donc, en combinant ces valeurs de débits afin de trouver le débit total (Q_t) passant par le barrage on obtient le débit total Q_t :

$$Q_b + Q_d + Q_i = Q_t$$

Et en remplaçant par les valeurs calculées précédemment :

$$106.7 + 49.2 + 1.0 = 156.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'analyse détaillée des résultats obtenus avec le logiciel NWS FLDWAV montre que le débit de brèche est de $105.2 \text{ m}^3/\text{s}$ (comparativement à la valeur de $106.7 \text{ m}^3/\text{s}$ calculée manuellement). La valeur de débit évacuée par la portion du déversoir en place Q_d est de $49.3 \text{ m}^3/\text{s}$ (comparativement à la valeur de $49.2 \text{ m}^3/\text{s}$ calculée manuellement) et la valeur de débit initial (Q_i) est $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$. Ainsi, en additionnant ces valeurs, le logiciel NWS FLDWAV détermine le débit total (Q_t) de $105.2 + 49.3 + 1.0 = 155.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (comparativement à la valeur de $156.9 \text{ m}^3/\text{s}$ calculée manuellement).

Donc, l'écart entre les valeurs calculées manuellement et déterminées par le logiciel NWS FLDWAV sont minimales et sont attribuables à la précision de ces calculs.

N'ayant pas l'ensemble des équations reliées au calcul du débit de brèche effectué par le logiciel HEC RAS (ex. : correction pour la vitesse d'approche), la vérification du débit obtenu de $158.5 \text{ m}^3/\text{s}$, à l'aide d'un calcul théorique n'a pas été effectuée.

Sensibilité au paramètre « θ » (*weighting factor*)

Une analyse de sensibilité a aussi été effectuée afin de vérifier l'influence de changements apportés au niveau du paramètre « θ » dans les logiciels NWS FLDWAV et HEC RAS (voir équation 2.25). Cette influence a été vérifiée sur le profil des niveaux d'eau maximums et sur l'hydrogramme au droit du barrage. Ainsi, en modifiant ce paramètre dans le logiciel HEC RAS pour des valeurs comprises, en pratique entre 0.6 (0.5 en théorie) et 1.0, l'hydrogramme au barrage est fortement modifié. Ainsi, tel qu'on peut le voir sur la figure 3.9, les hydrogrammes obtenus en utilisant des valeurs de « θ » de 0.6 et 0.8, donnent des résultats similaires. En effet, la forme de l'hydrogramme ne présente pas d'oscillations et s'atténue dans le temps tel qu'anticipé. Lorsque ce paramètre est spécifié avec des valeurs de 0.9 et 1.0, l'hydrogramme présente des oscillations et ne permet pas l'obtention d'une solution numérique stable. Une valeur de « θ » égale à 0.7 permet de déterminer une solution stable uniquement suite à la rupture.

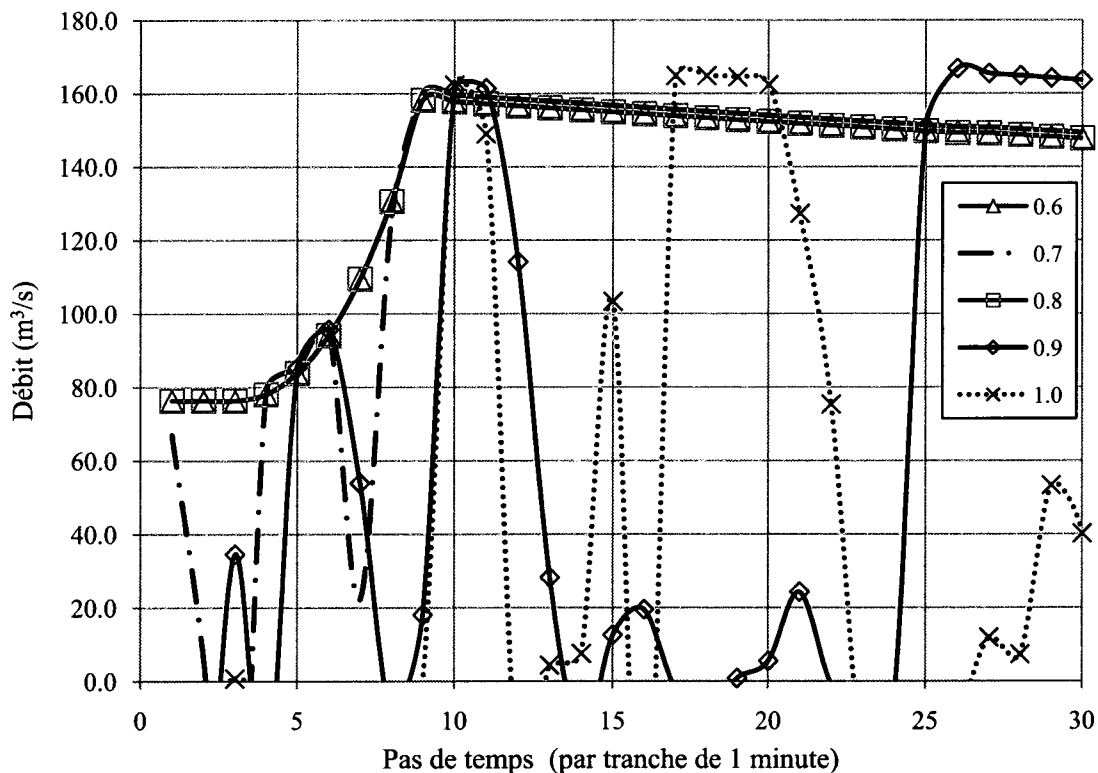


Figure 3.9 Hydrogrammes au droit du barrage (débits en fonction du temps) suite à la simulation de rupture partielle du barrage avec le logiciel HEC RAS, en faisant varier le paramètre « θ » de 0.6 à 1.0.

Un agrandissement de la figure 3.9, sur les temps tout juste après la rupture complète de l'ouvrage à 10 minutes (11^{ème} pas de temps) permet de constater que les débits de pointe suite à cette rupture sont tout de même similaires alors qu'ils varient entre 149 m³/s («*thêta*» = 1.0) et 161 m³/s («*thêta*» = 0.9). Rappelons que la valeur utilisée («*thêta*» = 0.8) dans les résultats présentés précédemment est de 158.5 m³/s.

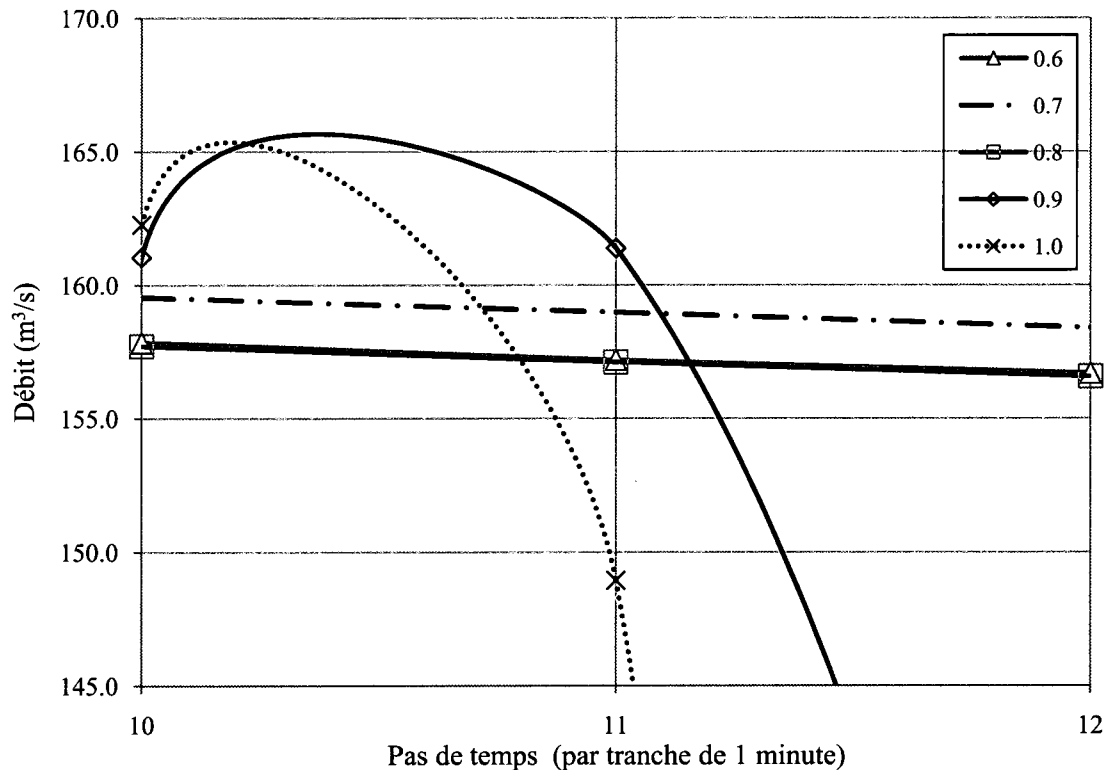


Figure 3.10 Agrandissement de l'hydrogramme (débits en fonction du temps) suite à la simulation de rupture partielle du barrage avec le logiciel HEC RAS, en faisant varier le paramètre «*thêta*» de 0.6 à 1.0.

Cet impact d'une modification de valeurs du paramètre «*thêta*» n'a eu aucun effet dans le logiciel NWS FLDWAV alors que l'hydrogramme a toujours la même forme et la valeur maximale (débit de pointe) est demeurée à 155.5 m³/s. Ceci, puisque le logiciel ajuste automatiquement ce paramètre afin de donner une solution convergente.

L'analyse des profils d'écoulement des niveaux d'eau maximums sur l'ensemble du tronçon étudié montre que les modifications au paramètre « θ » entraînent aussi des changements importants. En effet, certains profils donnent des résultats irréalistes (dans ce cas) où la ligne d'énergie augmente en aval du barrage.

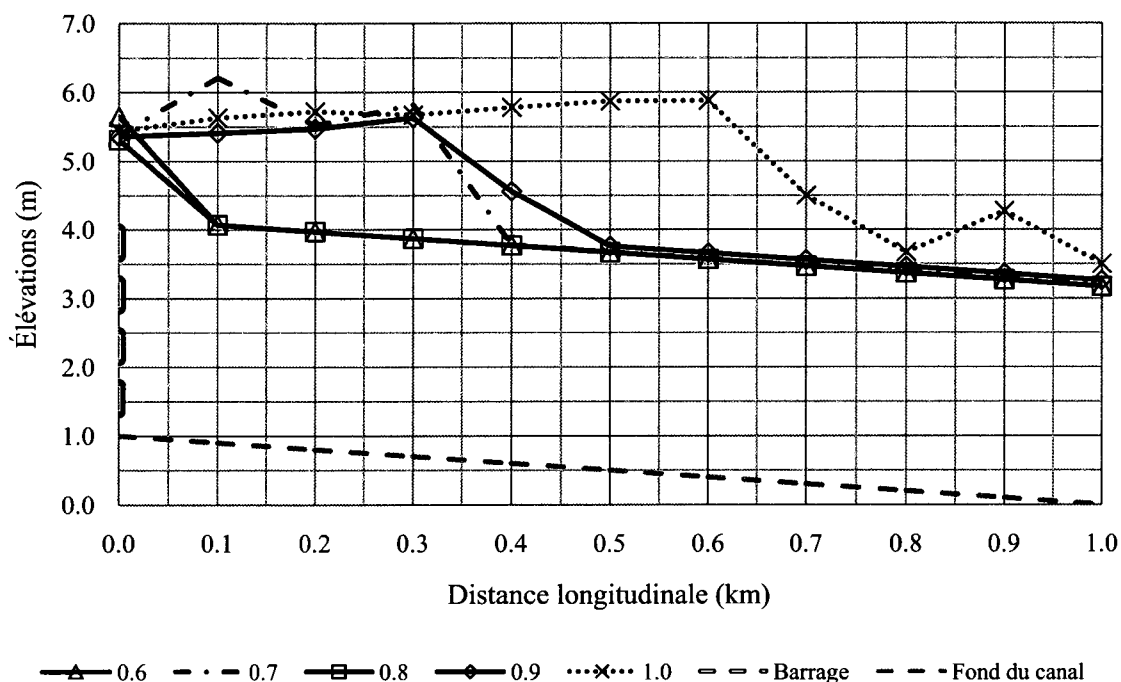


Figure 3.11 Profil d'écoulement des niveaux d'eau maximums suite à la rupture du barrage en fonction des variations du paramètre « θ » (HEC RAS).

Les profils d'écoulement obtenus en fonction des valeurs de « θ » égales à 1.0, 0.9 et 0.7 montrent des oscillations importantes. Tout comme lors de l'analyse de l'hydrogramme au bief amont du barrage, des valeurs de « θ » de 0.6 et 0.8 donnent des résultats stables numériquement et ceux-ci concordent avec les résultats obtenus avec le logiciel NWS FLDWAV. La figure 3.12 de la page suivante montre les profils d'écoulement des niveaux d'eau maximum obtenus suite aux simulations avec le logiciel NWS FLDWAV. On peut constater que les profils sont tous identiques et ce, peu importe la valeur de « θ » spécifiée entre des valeurs de 0.5 et 1.0 via le paramètre « F1 » dans le logiciel.

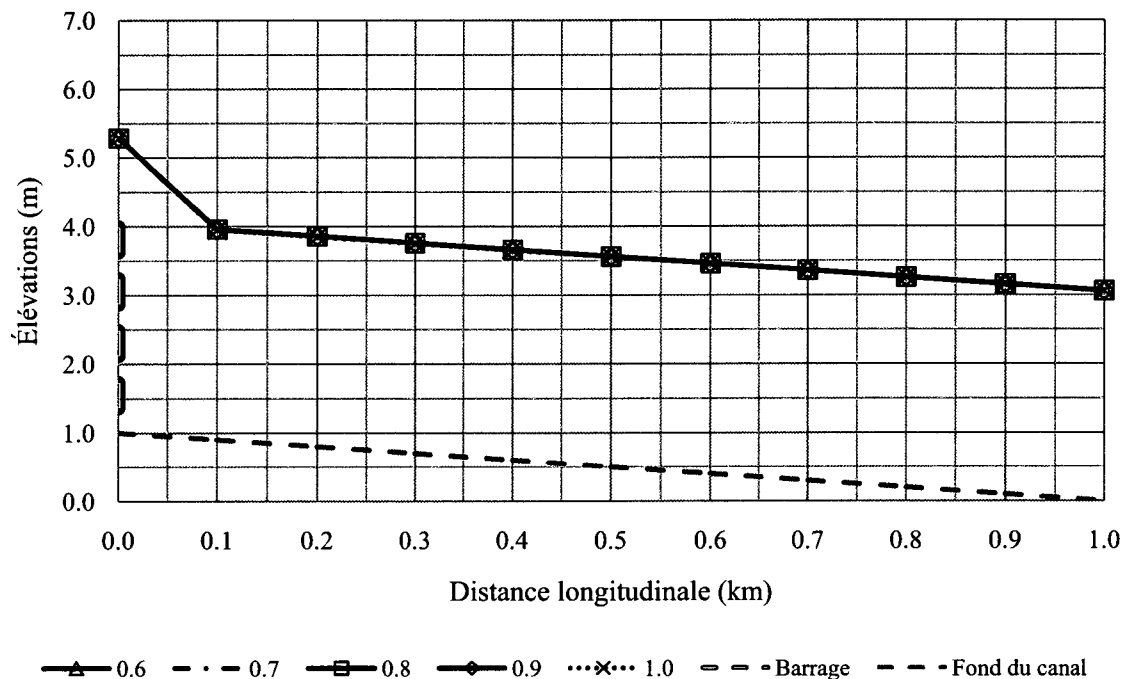


Figure 3.12 Profil d'écoulement des niveaux d'eau maximums suite à la rupture du barrage en fonction des variations du paramètre « θ » (NWS FLDWAV).

Il ressort de cette analyse que le choix du paramètre « θ » a une influence déterminante sur l'hydrogramme déterminé au barrage et sur le profil d'écoulement des niveaux d'eau maximums. Cette influence se limite au modèle développé avec le logiciel HEC RAS alors que des modifications dans le logiciel NWS FLDWAV n'entraînent aucun changement sur les résultats. Rappelons que ceci est attribuable à la correction automatique du paramètre que le logiciel NWS FLDWAV effectue. La valeur par défaut du paramètre « θ » égale à 1.0 dans le logiciel HEC RAS devrait donc être modifiée afin de vérifier son influence sur les résultats, tel qu'indiqué dans le guide d'utilisateur du logiciel.

En spécifiant une valeur de paramètre « θ » de 0.4 (irréaliste) dans le logiciel NWS FLDWAV, celui-ci essaie tout de même (automatiquement) des valeurs successives de 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9 et 1.0. Par contre, la solution finale ne converge pas. À noter que plus de détails sur l'influence du paramètre « θ » sont montrés en conclusion de cette étude.

CHAPITRE 4 - ANALYSE D'UN CAS DOCUMENTÉ

4.1 Introduction

Ce chapitre présente les résultats de l'analyse comparative effectuée sur deux modèles numériques développés avec les logiciels HEC RAS et NWS FLDWAV simulant la rupture historique du barrage Teton en 1976. La figure 4.1 montre des photographies du barrage lors de cet événement.

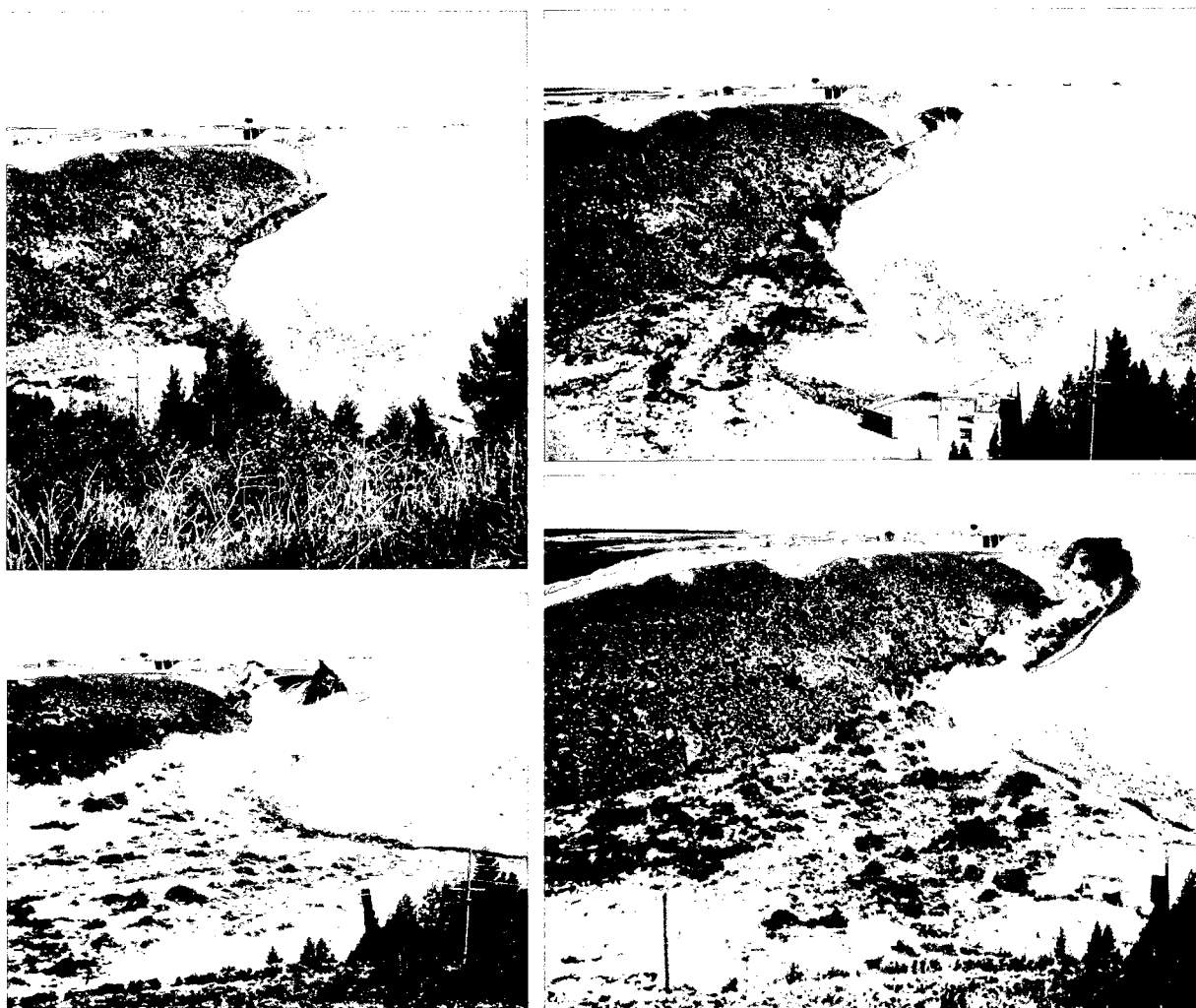


Figure 4.1 Photographies pendant la rupture du barrage Teton (adaptées des archives personnelles de Eunice Olson, 1976).

La construction du barrage Teton, d'une longueur totale de 3117 pieds (940.0 m), d'une hauteur totale de 301.8 pieds (93.0 m) et d'une largeur à la base de 1706 pieds (520.0 m) a débuté en 1975, mais une brèche, lors du remplissage initial de son réservoir, l'a complètement détruit le 5 juin 1976 causant la mort de 11 personnes, jetant environ 25000 personnes à la rue et faisant plus de 400 millions (dollars américain) de dommages.

Le barrage Teton¹ est situé sur la rivière du même nom dans le sud-est de l'état d'Idaho aux États-Unis. Il est à environ 13.0 miles (20.9 km) au nord-est de la ville de Rexburg, tel que montré sur la figure 4.2 ci-dessous. Le barrage est en amont d'un tronçon de rivière encaissé prenant l'allure d'un canyon sur environ 4.0 miles (6.4 km). Par la suite, la rivière Teton entre à l'intérieur d'une plaine située sur une pente relativement faible. La crête finale du barrage Teton était prévue être à l'élévation 5332 pieds (1625.2 m) par rapport au niveau de la mer formant ainsi une retenue d'eau de 305 pieds (93.0 m) par rapport au lit de la rivière Teton (thalweg). Notez que la localisation des sections transversales est montrée sur la figure.

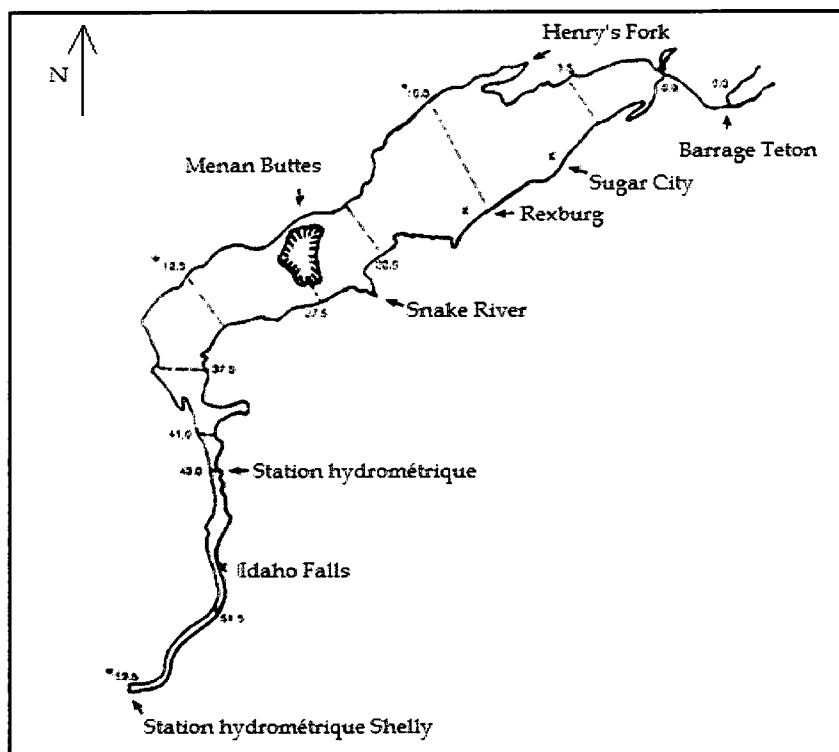


Figure 4.2 Localisation du barrage Teton (tirée de *NWS FLDWAV Model Theoretical Description and User documentation*, 1998).

¹ Le site du barrage Teton est encore accessible, mais l'ouvrage n'est plus en opération.

La capacité de retenue du barrage, tout juste avant sa rupture, était d'environ 251 300 acres x pieds (3336.5 km²/m) et le niveau des eaux était alors à l'élévation 5289.5 pieds (1611.9 m). Le débit entrant dans le réservoir a été mesuré à 3580 pi³/s (101.4 m³/s) et le débit évacué, tout juste avant le développement de la brèche, était de 940 pi³/s (26.6 m³/s).

Même si c'est la vidange rapide de cette retenue d'eau du barrage qui a majoritairement entraînée des inondations catastrophiques en aval, plusieurs apports latéraux le long de la rivière Teton, ont aussi contribué à celles-ci. Les enregistrements obtenus des instruments de mesures (endommagés suite à la rupture) de la station hydrométrique de Henry's Fork ont indiqué qu'un débit de 3460 pi³/s (98 m³/s) s'écoulait à cet endroit au moment où l'onde de crue arriva, le 5 juin vers 16h00. La contribution de la rivière Snake, juste en amont de sa confluence avec Henry's Fork a été estimée à 5600 pi³/s (158.6 m³/s) à 13h00 du même jour.

Le tableau 4.1 montre certaines informations disponibles reliées au passage de la pointe de l'onde de crue générée par la rupture du barrage Teton. Les distances indiquées sont mesurées par rapport au barrage et ont été estimées à partir du chemin approximatif suivi par l'onde de rupture. Les débits instantanés ont été déterminés à deux (2) endroits; Teton Canyon et Sugar City. Notez que ces débits ont été estimés à partir de mesures prises sur le terrain.

Tableau 4.1 Informations disponibles après rupture du barrage (adapté de Ray et al., 1976).

Localisation	Distance du barrage ² (miles)	Arrivée de l'onde		Vitesse moyenne (miles/heures)	Débits de pointe estimés (pieds ³ /s)
		Temps	Minutes		
Barrage Teton	0.0	11h57	0	ND	ND
Teton Canyon	3.0	12h05	8	23	2 300 000 ³
Sugar City	8.8	12h30	33	14	1 060 000 ⁴
Rexburg	15.3	13h40	103	5	ND
Henry's Fork ⁵	22.6	15h30	213	4	ND
Pont Menan ⁶	30.6	18h00	363	3	ND

² Distances mesurées en suivant le chemin de l'onde de crue.

³ Probablement atteint entre 12h30 et 13h30.

⁴ Probablement atteint entre 13h00 et 14h00.

⁵ Près de la station hydrométrique de l'USGS (*United State Geological Survey*).

⁶ Sur la rivière Snake.

4.2 Étude de rupture sur le logiciel NWS FLDWAV

Les données de base utilisées afin de créer le modèle numérique sont tirées de l'exemple 1.0, tel que présenté dans le manuel de l'utilisateur fourni avec le logiciel NWS FLDWAV (équations complète de Saint Venant pour le réservoir). Ainsi, la technique « *dynamic routing* » est utilisée pour les simulations, en tenant compte du temps de parcours des eaux à l'intérieur de la retenue et du fait que le niveau de la surface des eaux n'est pas toujours horizontal. Cette section se divise en deux (2) parties; la première présente les résultats obtenus avec le logiciel NWS FLDWAV et la seconde avec le logiciel HEC RAS. À noter que les paramètres et données de base utilisés dans cette section sont définis de manière identique à ceux qui sont présentés dans ce manuel (NWS FLDWAV *Model theoretical description and user documentation*, 1998).

La géométrie couvre le barrage Teton et sa vallée réceptrice en aval sur une longueur totale de 59.5 miles (95.8 km). Onze (11) sections transversales sont définies en aval du barrage Teton, deux (2) sections pour définir le barrage comme tel et une (1) section afin de définir son réservoir amont. Les paramètres de la brèche ont été définis en fonction des résultats obtenus avec le logiciel BREACH⁷ (Fread, 1984a et 1987a) suite à l'interprétation des informations récoltées en aval du barrage suite à sa rupture :

- L'hypothèse est posée que la rupture du barrage se produit lorsque le niveau d'eau au bief amont (dans le réservoir) atteint l'élévation de 5289.0 pieds (1612 m), soit 0.5 pied (0.15 m) par-dessus la crête du barrage ;
- Le niveau initial du réservoir est au niveau de la crête fixée par l'élévation de 5288.5 pieds (1611.9 m) ;
- L'hypothèse est posée que la brèche se forme en 1.43 heures sur une longueur finale de 81 pieds (24.7 m) à l'élévation 5027 pieds (1532.2 m).

L'hydrogramme amont (condition frontière) est d'une durée totale de 55.0 heures, débutant avec un débit de 13000 pieds³/s (368.1 m³/s), atteignant un sommet à 50000 pieds³/s

⁷ Le logiciel BREACH a été développé afin de permettre d'estimer les paramètres de brèches.

(1415.8 m³/s) au temps 1.0 heure, pour ensuite revenir à un débit de 13000 pieds³/s (368.1 m³/s) au temps 55.0 heures.

Puisqu'aucune relation reliant les débits à des niveaux d'eau n'est connue en aval du tronçon étudié (aucun contrôle), la condition frontière spécifiée en aval est basée sur une courbe de tarage créée automatiquement par le logiciel (*loop rating curve*). Cette relation permet l'existence de deux (2) niveaux d'eau reliés à une (1) seule valeur de débit, simulant ainsi l'effet d'hystérésis sur la courbe de tarage. L'ampleur de l'hystérésis de la courbe (soit l'écart maximum entre deux niveaux d'eau associées au même débit) est proportionnelle au taux de rehaussement des niveaux d'eau et inversement proportionnelle à la pente de fond. Ainsi pour des écoulements rapidement variés associés à une rupture de barrage, l'amplitude de la boucle est plus susceptible d'être grande, d'autant plus que la pente de fond est faible (ex. : inférieure à 0.001 m/m). Par contre, si cette pente est relativement raide (ex. : supérieure à 0.03 m/m) l'écart maximal entre deux valeurs correspondantes sur cette courbe sera probablement inférieure à 0.15 m (valeur absolue). Ce phénomène est jugé significatif lorsque cet écart est supérieur à 1 pied (0.3 m). À noter que l'utilisation de cette option pour spécifier une condition aval peut entraîner des instabilités numériques lorsque la pente de fond est très faible (ex. : une pente inférieure à 0.0001 m/m) (Fread, 1973b, 1975).

Les coefficients de Manning spécifiés dans le modèle proviennent des estimations effectuées lors d'une visite de terrain (Ray et al., 1976) suite à la rupture alors qu'ils ont été estimés environ tous les 5 miles (8 kilomètres).

La géométrie de la rivière en amont et en aval du barrage Teton a été mesurée par le *Hydrological Engineering Center* du *Army Corps of Engineers*. Ainsi, deux (2) sections ont été localisées au droit du barrage à l'emplacement estimé de la limite amont du réservoir (lorsque celui-ci est rempli à pleine capacité). Ces sections transversales ont été générées en fonction des conditions antérieures à la construction du barrage. Les autres sections ont été créées avec des cartes topographiques de l'USGS (à l'échelle 1:24000). Il est à noter que des simulations hydrauliques ont été effectuées préalablement à la création de cette géométrie pour caler le volume de retenue du barrage en fonction des sections transversales utilisées afin de le définir.

Ainsi, des ajustements ont été apportés à la section du réservoir (section la plus en amont) et à la longueur entre cette section et le barrage afin que les volumes d'eau simulés concordent à la courbe d'emmagasinement connue au barrage.

Tel que mentionné précédemment, la zone inondée en aval du barrage l'a aussi été en raison des apports de plusieurs tributaires importants (Snake River, Henry's Fork), mais aucune information sur les volumes d'eau (emmagasinement) n'était disponible afin de calibrer le modèle, ainsi ces volumes d'eau n'ont pu être pris en compte dans le modèle créé.

Les sections transversales ont été établies en utilisant un espacement moyen de 1.0 miles (1.6 km). Elles ont été définies afin de permettre de simuler la débitance (*conveyance*) des grands débits prévus lors de l'analyse de rupture.

Une fois le modèle recréé sur NWS FLDWAV, les simulations ont pu être entamées. À noter que les paramètres, tels que définis dans l'exemple 1.0 du guide d'utilisateur de NWS FLDWAV, n'ont pas été modifiés et ce, même si les simulations ont démontré que la solution numérique obtenue montre certains problèmes de convergence (erreur plutôt importante au niveau de l'équation de continuité).

Basée sur les résultats des simulations effectuées avec le modèle, la figure 4.3 montre le profil d'écoulement avec les niveaux d'eau initiaux et les niveaux du thalweg de la rivière Teton. On peut constater que la retenue du barrage Teton est à son niveau initial de 5288.5 pieds (entre les distances 0.0 et 16.0 miles, au barrage) alors qu'un débit (initial) de 13 000 pieds³/s (368.1 m³/s) s'écoule au pied du barrage vers l'aval.

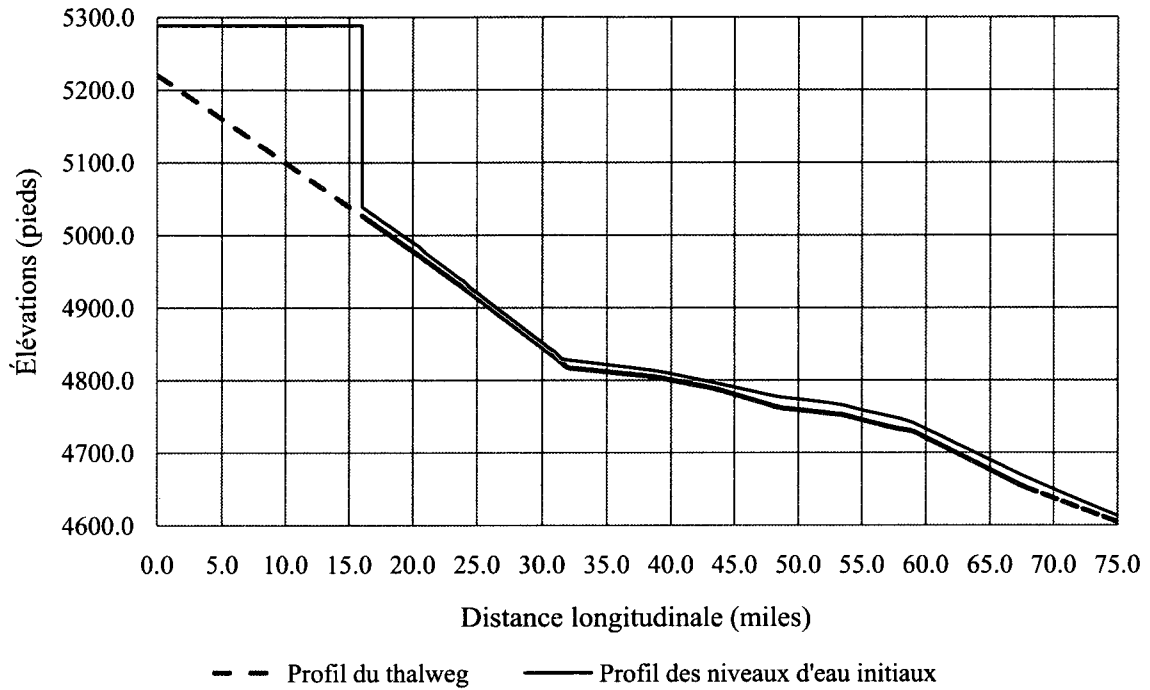


Figure 4.3 Profil des niveaux d'eau initiaux et du thalweg de la rivière Teton (NWS FLDWAV)

La figure 4.4 montre l'hydrogramme considéré dans les simulations avec les débits indiqués précédemment.

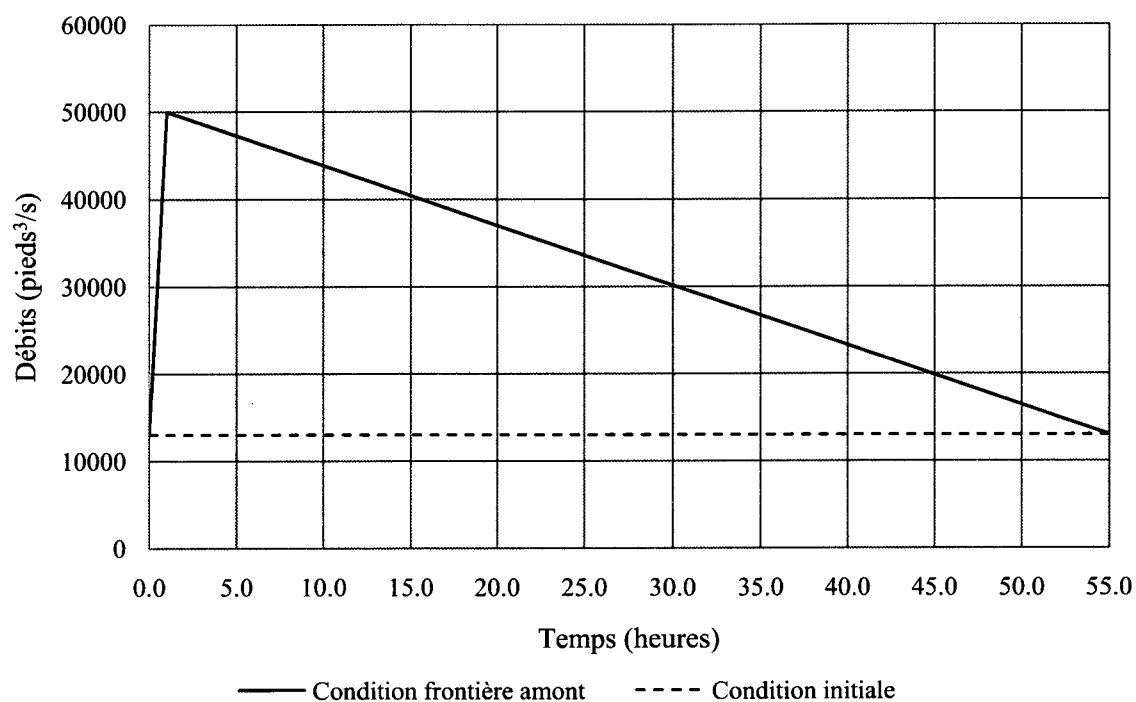


Figure 4.4 Hydrogramme considéré dans les simulations (NWS FLDWAV et HEC RAS).

Il est possible de remarquer que ce débit initial de 13 000 pieds³/s augmente très rapidement (sur une durée d'une (1) heure) afin d'atteindre 50 000 pieds³/s pour ensuite revenir à sa valeur initiale cinquante-quatre (54) heures plus tard.

La figure 4.5 montre le profil des niveaux d'eau maximums atteints suite à la rupture du barrage Teton. On peut constater que le niveau maximal au pied aval du barrage (16.01 miles) est de 5132.9 pieds.

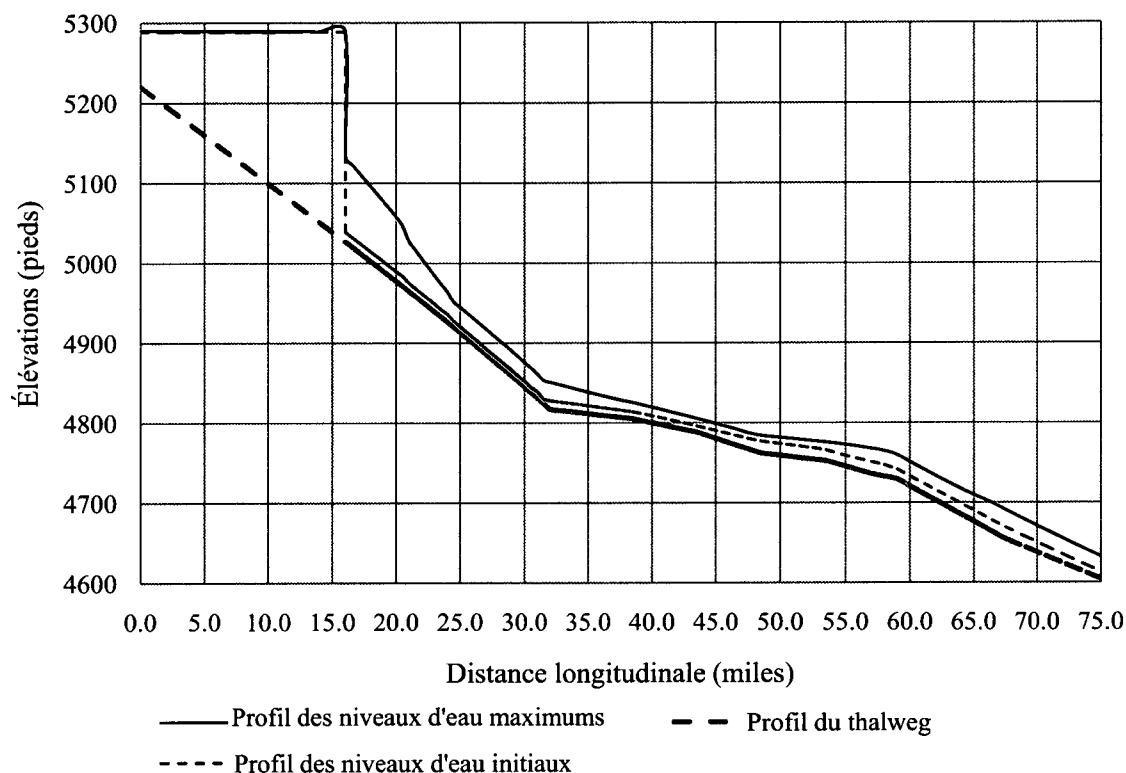


Figure 4.5 Profil d'écoulement des niveaux d'eau maximums suite à la rupture du barrage Teton (NWS FLDWAV).

Le rehaussement des eaux causé par la rupture du barrage est obtenu en calculant la différence entre les profils des niveaux d'eau maximum et initiaux. Il représente ainsi, au pied du barrage, une hauteur d'eau de 105.9 pieds (correspondant aussi au rehaussement maximal sur le tronçon considéré).

La figure 4.6, montre les temps d'atteinte de ces niveaux d'eau maximums ainsi que les vitesses moyennes correspondantes. Ainsi, le niveau d'eau maximal est atteint (au pied du barrage Teton) 2.15 heures après le début de la simulation, soit quelques temps après cette rupture qui se forme en 1.43 heures.

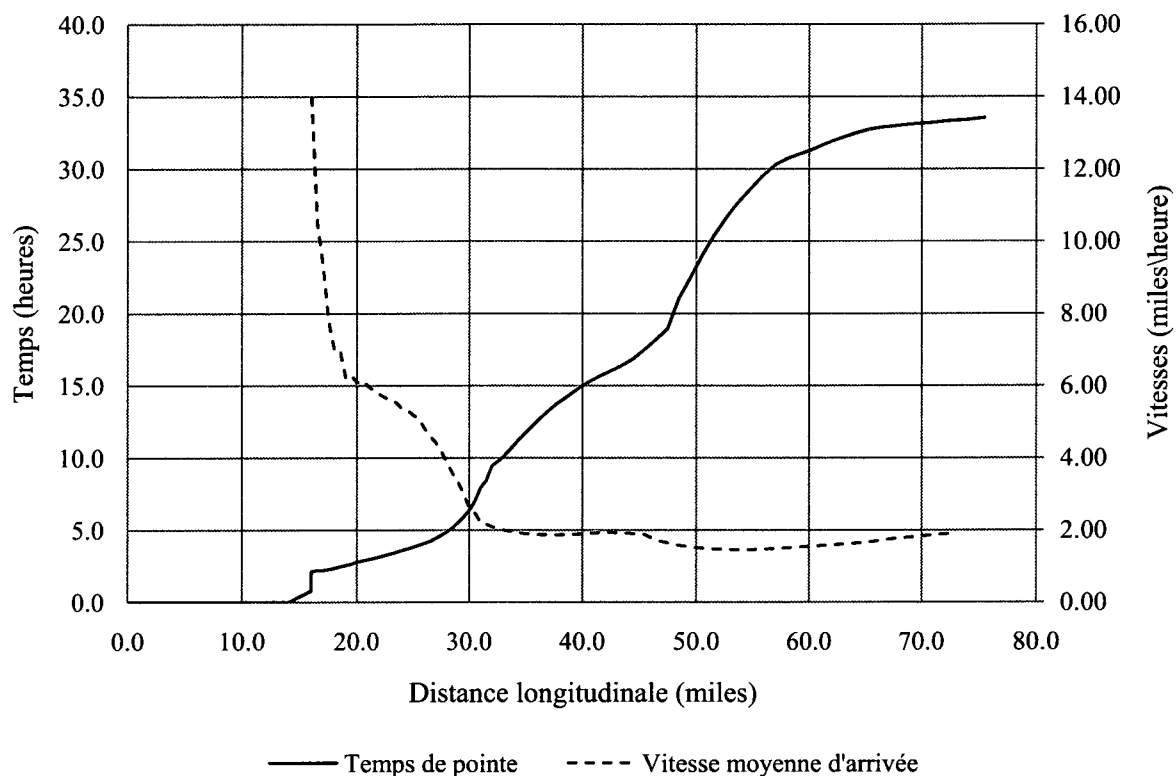


Figure 4.6 Temps d'atteinte des niveaux d'eau maximum et vitesses moyennes sur la rivière Teton (NWS FLDWAV).

La figure 4.7 montre les débits de pointe déterminés sur le tronçon modélisé. Le débit de pointe maximal est de 1 986 663 pieds³/s (52 256 m³/s) tout juste en aval du barrage Teton. À noter que ce débit de pointe est atteint 4.5 minutes avant que l'élévation des eaux maximale de 5132.9 pieds soit atteinte. Cette valeur ne concorde pas avec les informations indiquées au tableau 5.1 où un débit de pointe de 2 600 000 pieds³/s a été mesuré 3.0 km en aval du barrage Teton. La différence est importante et est attribuée aux paramètres spécifiés dans l'exemple 1.0 du guide de référence mentionné précédemment. Par contre, le débit de 1 060 000 pieds³/s mesuré à 8.8 miles du barrage est relativement près de la valeur obtenue d'environ 1 100 000 pieds³/s dans ce secteur. L'incertitude au niveau des paramètres de brèche entraîne à son tour des incertitudes au niveau des débits déterminés près du barrage. Des études (Fread, 1998) ont déjà démontré que cette incertitude se limite au tronçon situé près du barrage Teton.

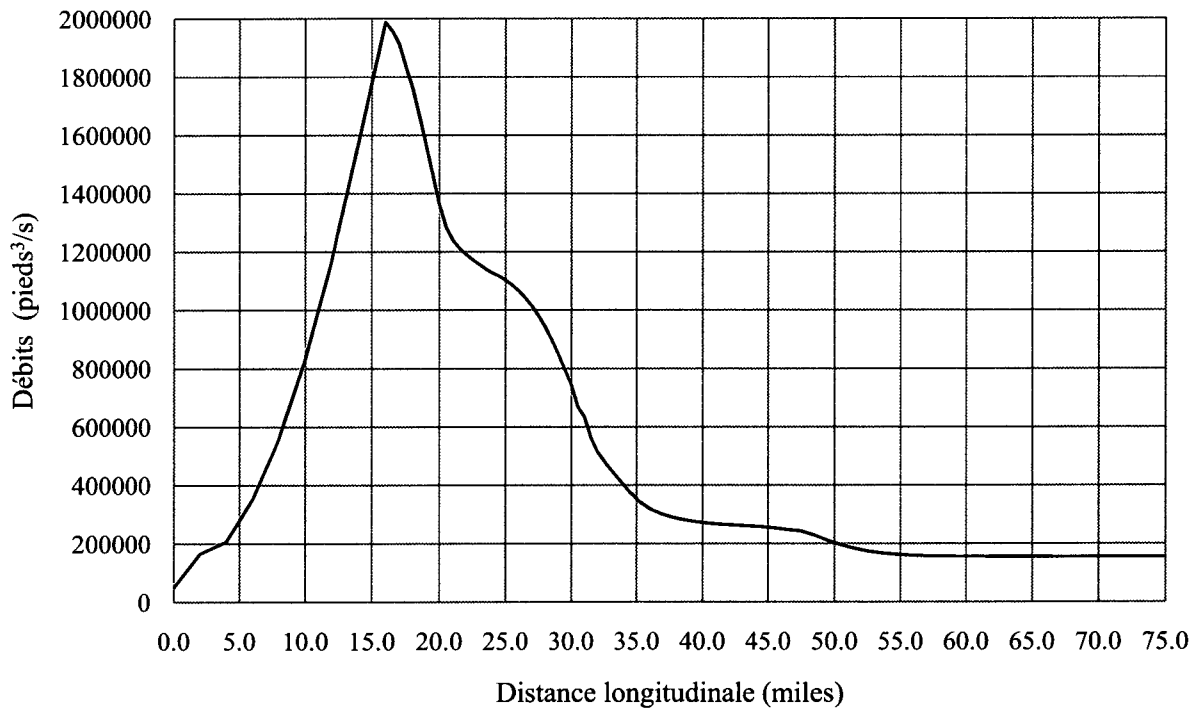


Figure 4.7 Débits de pointe sur la rivière Teton suite à la rupture du barrage (NWS FLDWAV).

La figure 4.8 montre l'hydrogramme au barrage Teton suite à la simulation de sa rupture. On peut constater que le débit maximal est atteint au temps 2.15 heures.

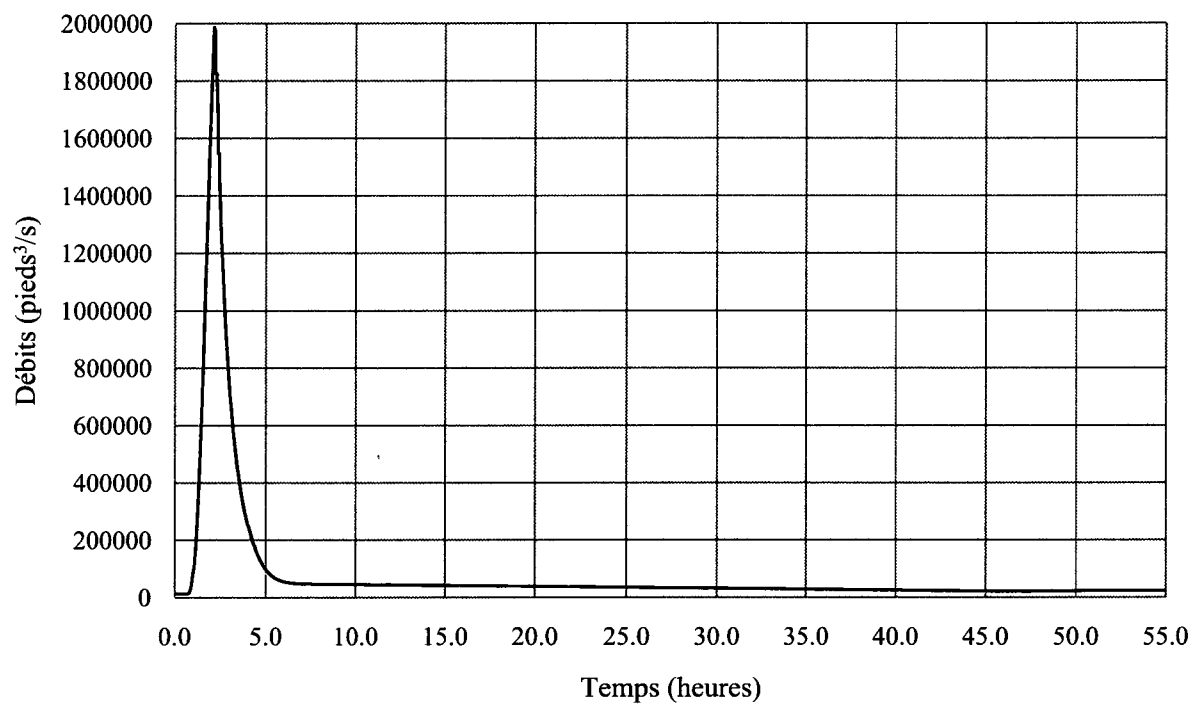


Figure 4.8 Hydrogramme au barrage Teton lors de la simulation de rupture (NWS FLDWAV).

La figure 4.9 montre la comparaison entre l'hydrogramme au barrage Teton et celui à la section complètement en aval du tronçon modélisé. À cet endroit, le débit maximal est atteint trente-trois (33) heures et trente-deux (32) minutes après le début de la simulation. Le décalage entre les débits de pointe de l'onde de rupture permet d'évaluer la vitesse du parcours total de celle-ci à 1.85 miles/heure (environ 3.0 km/heure).

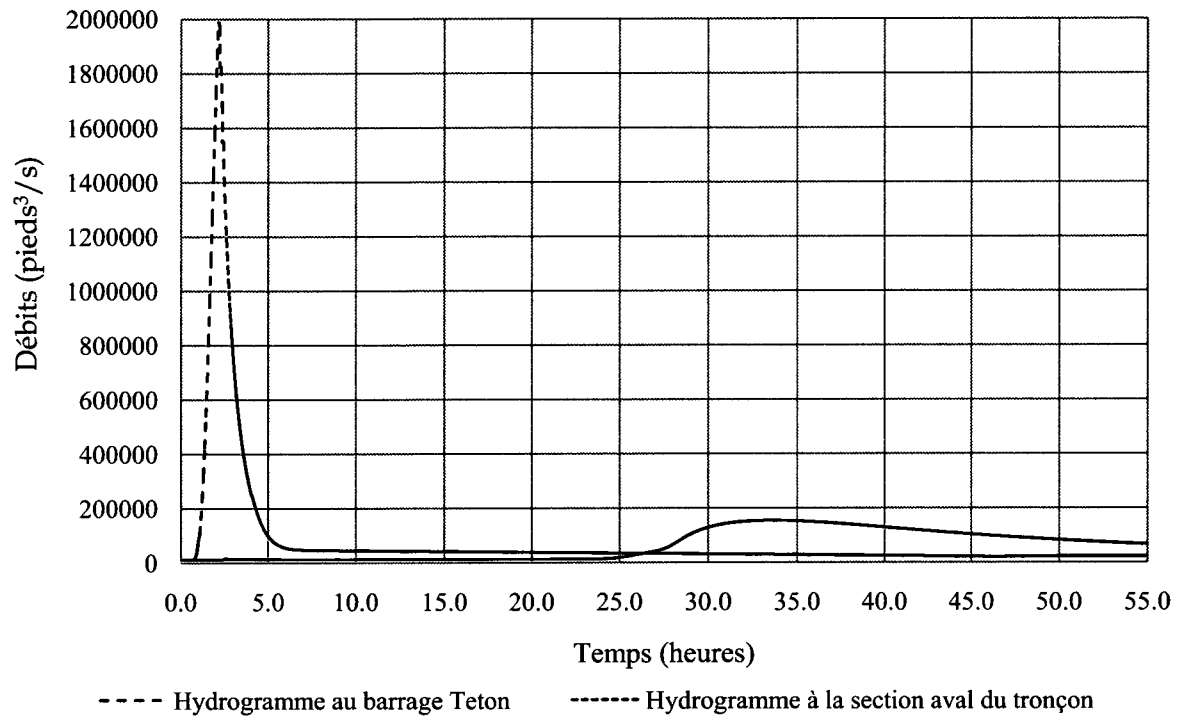


Figure 4.9 Hydrogrammes au barrage Teton et à la section aval du tronçon considéré lors de la simulation de rupture (NWS FLDWAV).

La figure 4.10 montre la courbe de tarage au pied du barrage Teton. Les niveaux d'eau sont plus élevés sur la phase de décrue (*falling limb*) que sur celle de crue (*rising limb*). L'explication de ce phénomène a déjà été donné au chapitre 2.

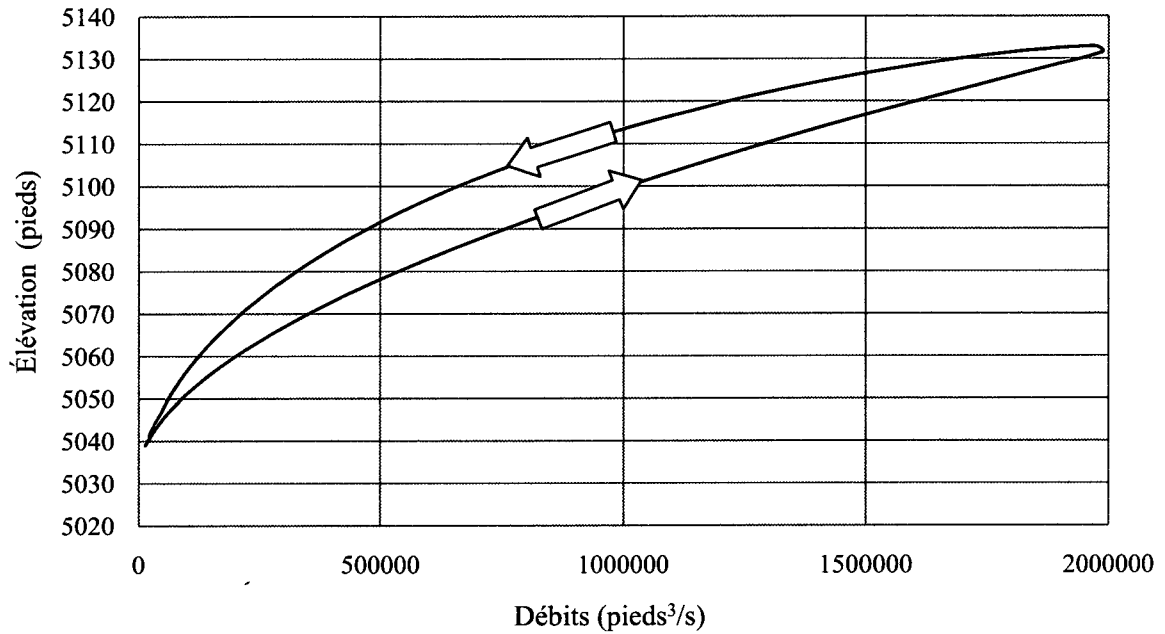


Figure 4.10 Courbe de tarage au pied aval du barrage Teton lors de la simulation de sa rupture (NWS FLDWAV).

L'écart maximal entre deux élévations maximales des niveaux d'eau, pour une même valeur de débit, est d'environ quinze (15) pieds.

4.3 Étude de rupture sur le logiciel HEC RAS

Cette section présente les résultats de la simulation de la rupture du barrage Teton effectuée à l'aide du logiciel HEC RAS dans le but de les comparer avec ceux obtenus avec NWS FLDWAV.

Les données géométriques ont tout d'abord été définies afin de représenter le plus exactement le modèle créé avec le logiciel NWS FLDWAV, mais certaines modifications ont dû être apportées. En effet, celles-ci ont été jugées inévitables à cause des différences de représentation inhérentes aux (2) logiciels.

La première modification apportée au modèle NWS FLDWAV analysé précédemment est au niveau de la condition aval utilisée. Puisque le logiciel NWS FLDWAV permet de spécifier une condition frontière aval basée sur une courbe de tarage automatiquement générée (*loop rating curve*) et que le logiciel HEC RAS, dans sa version 4.0, ne permet pas d'utiliser cette option; la condition aval utilisée dans ce logiciel a été définie à partir de la profondeur normale (basée sur la pente du thalweg entre les deux dernières sections modélisées). À noter que cette modification de condition aval n'entraîne pas de changement aux résultats montrés précédemment avec le logiciel NWS FLDWAV.

La deuxième modification apportée est au niveau du pas de temps (*time step*) utilisé. Celui-ci a été spécifié à 0.0715 heure (4.29 min) précédemment avec NWS FLDWAV. Or, ce temps ne peut être utilisé avec le logiciel HEC RAS et la valeur la plus proche a été choisie, soit de 0.0833 heure (5 minutes). Ce changement a pour effet de modifier les résultats obtenus et montrés précédemment, lors de simulations avec le modèle NWS FLDWAV. En effet, le débit de pointe déterminé suite à la rupture du barrage est de 2 041 876 pieds³/s et son temps de pointe à 2.085 heures en utilisant un temps de 5 minutes (comparé à 1 986 663 pieds³/s et 2.15 heures).

La troisième modification apportée est reliée aux zones ineffectives, telles que spécifiées dans l'exemple 1.0 du guide d'utilisateur de NWS FLDWAV. Ainsi, puisque HEC RAS ne permet

pas l'interpolation des zones ineffectives spécifiées en blocs multiples, la décision d'enlever complètement ces zones a donc été prise. Ainsi, cette modification a une incidence importante sur les résultats montrés précédemment, lorsqu'on les compare à ceux présentés dans le guide d'utilisateur cité précédemment. Or, dans le but d'effectuer une étude comparative avec le logiciel HEC RAS, celles-ci devaient être enlevées.

De plus, les simulations avec le logiciel HEC RAS sont instables avec la valeur de $\theta = 0.6$ (« θ ») spécifiée dans l'exemple du logiciel NWS FLDWAV. Après plusieurs tentatives, la seule valeur qui permette l'obtention d'une solution avec le modèle HEC RAS est celle de $\theta = 0.9$. Ainsi, le modèle d'origine de NWS FLDWAV a été modifié afin d'adopter la même valeur ($\theta = 0.9$). Par contre, tel que mentionné précédemment, le logiciel ajuste cette valeur automatiquement entre 0.9 et 1.0 afin de donner une solution convergente. De plus, le nombre d'itérations maximum a aussi été ajusté à 40 dans le modèle NWS FLDWAV puisque une valeur de 20 spécifiée dans le modèle HEC RAS entraîne des erreurs de stabilité.

Sur la figure 4.11, on peut constater certaines différences quant aux niveaux d'eau maximums atteints suite à la rupture. Ces niveaux, déterminés pour la section centrale du tronçon étudié, sont tout de même similaires alors que ceux près du barrage et dans la section encaissée de la rivière Teton (entre la section transversale au pied du barrage et la première section non interpolée 5.0 miles plus loin, soit entre les distances 16.0 et 21.0 miles) sont plutôt différents et varient d'au plus d'environ 25 pieds.

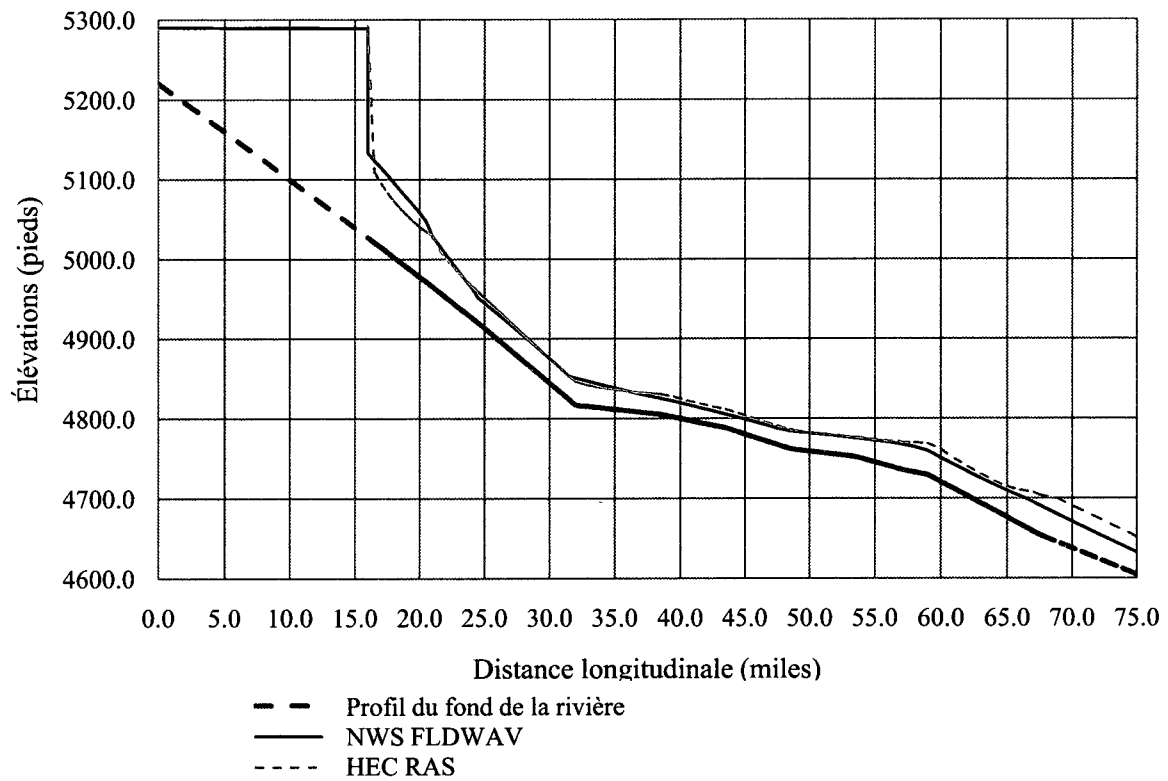


Figure 4.11 Profil des niveaux d'eau maximums suite à la rupture du barrage Teton (NWS FLDWAV et HEC RAS).

La figure 4.12 montre les deux hydrogrammes déterminés au barrage (à la distance de 16.0 miles sur la figure 4.11) suite à sa rupture. Ainsi, les formes soient similaires, mais la différence de débit est importante alors que les valeurs maximales montrent un écart relatif de 15.4%, se traduisant par une différence de débit de 305 978 pieds³/s (8664.3 m³/s). Par contre, les temps de pointe sont similaires.

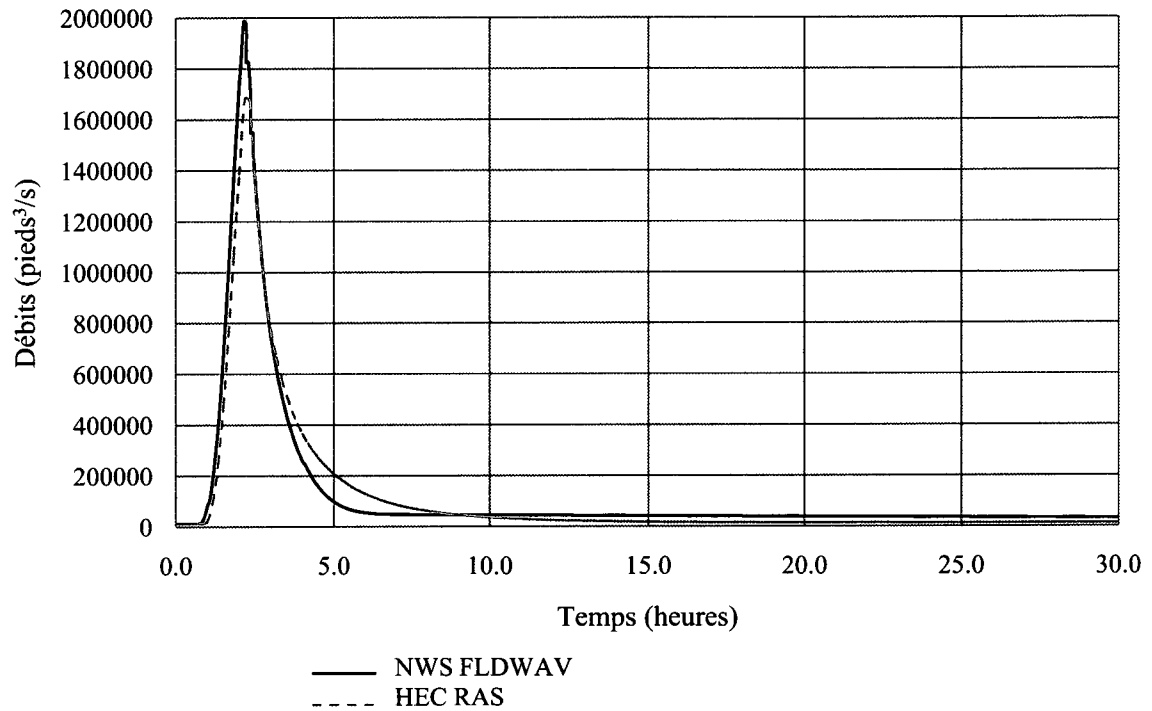


Figure 4.12 Hydrogrammes au barrage suite à sa rupture (NWS FLDWAV et HEC RAS).

La figure 4.13 montre la comparaison des hydrogrammes en aval du tronçon modélisé.

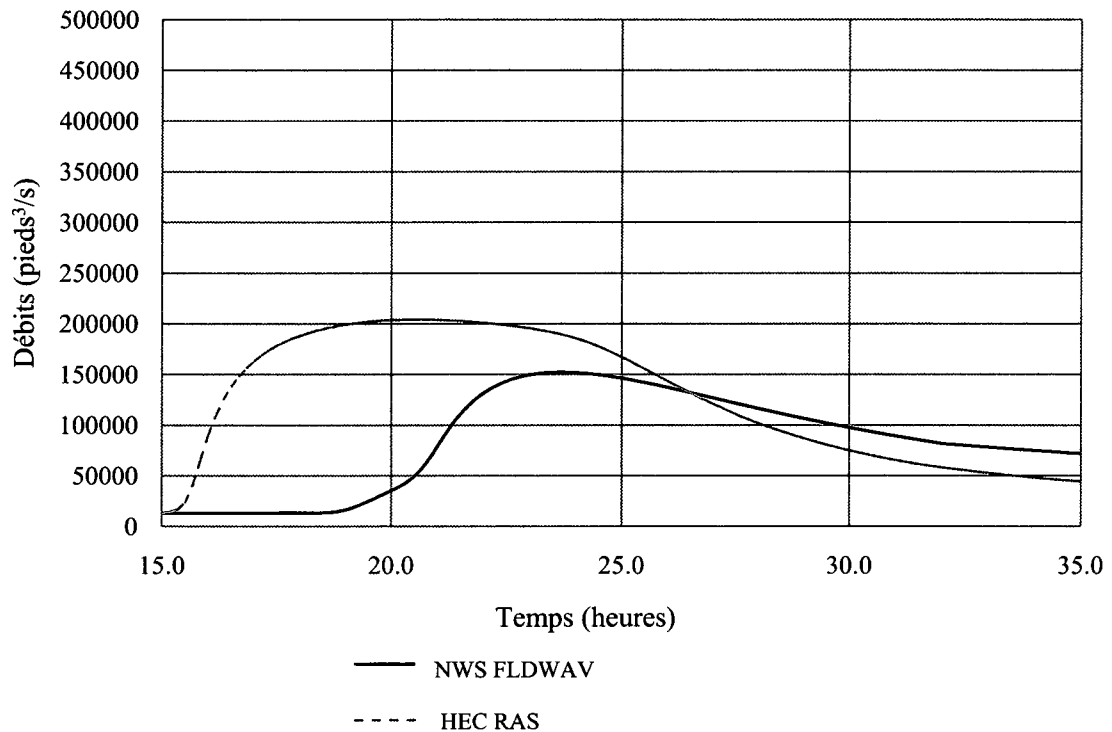


Figure 4.13 Hydrogrammes en aval du tronçon modélisé (NWS FLDWAV et HEC RAS).

On peut observer des différences importantes alors que l'on obtient un débit de pointe d'environ 200 000 pieds³/s avec le modèle NWS FLDWAV et d'environ 150 000 pieds³/s avec le modèle HEC RAS (différence est de 50 000 pieds³/s (1415.8 m³/s)). Le déphasage entre les deux débits de pointe est significatif et atteint près de cinq (5) heures. Il est à noter que le volume sous ces courbes est similaire lorsqu'on considère l'ensemble du temps de simulation (55 heures).

Il est possible de constater que suite aux modifications apportées au modèle NWS FLDWAV présentées à la section précédente (afin de permettre l'analyse comparative avec le modèle HEC RAS), l'hydrogramme en aval du barrage présenté à la figure 4.13 est différent de celui montré à la figure 4.9. Ceci est causé par le retrait des zones inefficaces spécifiées en blocs multiples dans le modèle NWS FLDWAV. Cette modification accélère le temps de propagation de l'onde vers l'aval sur le tronçon modélisé (et change les résultats par rapport à l'exemple de base du logiciel NWS FLDWAV).

4.4 Analyse des résultats

De faibles changements au paramètre du pas de temps (*time step*, voir chapitre 2) affectent considérablement les valeurs de débits de pointe déterminées. En effet, la figure 4.14 montre les résultats obtenus en faisant varier ce paramètre d'origine (0.0715 heures) de moitié (0.03575 heures) et au double (0.143 heures) avec le logiciel NWS FLDWAV. De plus, l'option de sélection automatique de ce paramètre (montré comme « 0 » sur la figure suivante) est présentée (notez que ce paramètre est défini comme « DTHII » dans le logiciel NWS FLDWAV).

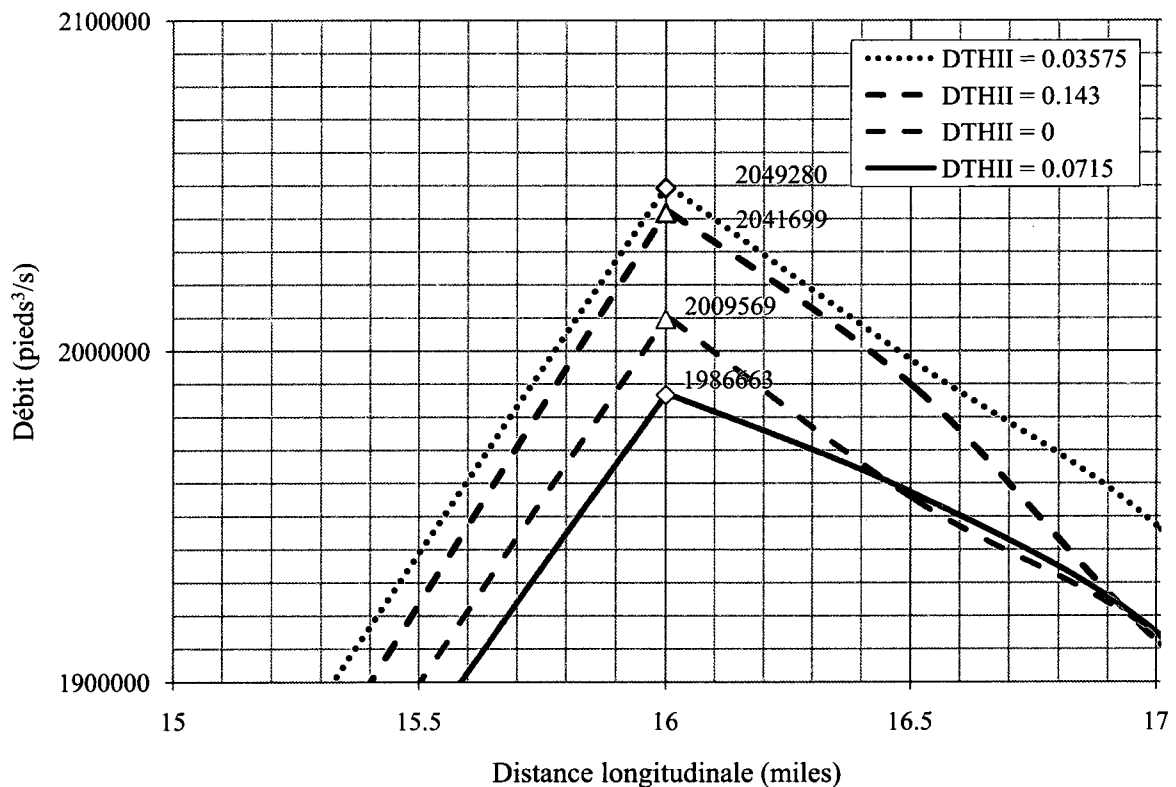


Figure 4.14 Effet de la variation du pas de temps sur le débit de pointe au barrage (NWS FLDWAV).

L'analyse des résultats montre que la variation de ce paramètre a une incidence sur la détermination des débits, mais aussi des temps de pointe tel que montré à la figure 4.15. En effet, une réduction de moitié du pas de temps entraîne une augmentation du débit de pointe de près de 3.1% (62617 pieds³/s ou 1773.1 m³/s) tout en diminuant le temps de l'arrivée de cette pointe de 1.7% (2.1 minutes). Il demeure qu'en fonction des temps de pointe (associés aux

débites de pointe), l'effet de la variation du pas de temps est plutôt faible, tel que le montre la figure 4.15.

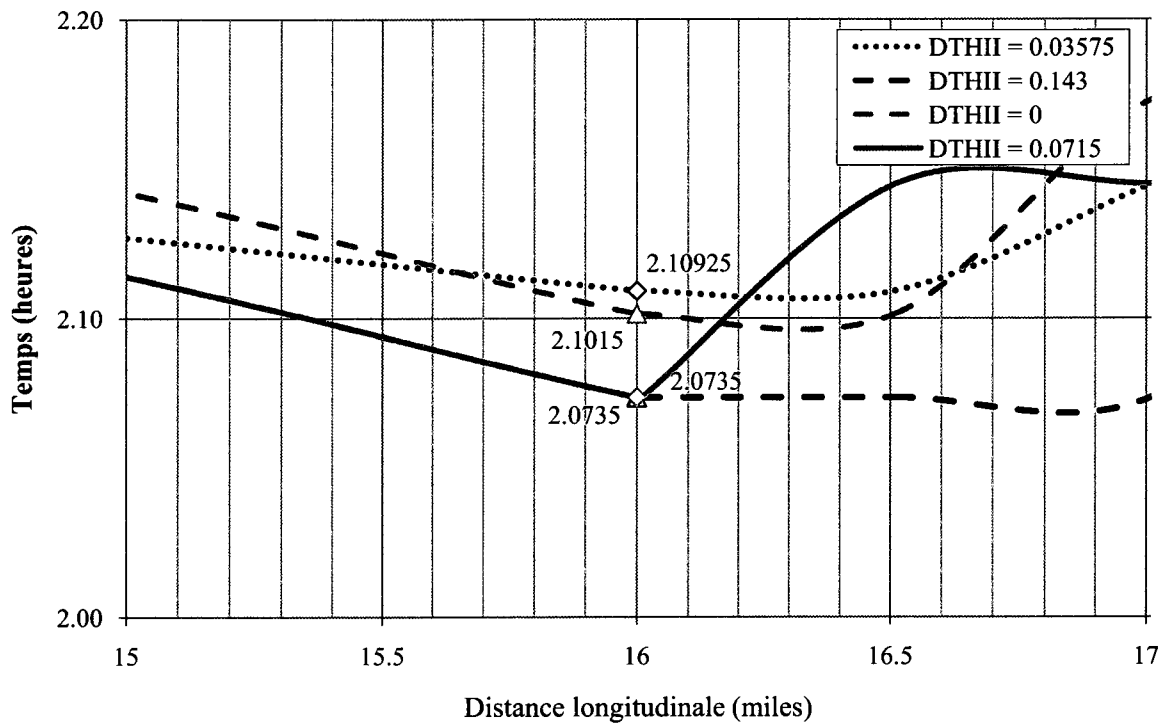


Figure 4.15 Effet de la variation du pas de temps sur le temps de pointe au barrage (NWS FLDWAV).

L'effet d'une variation du paramètre « θ » a aussi été analysé en conservant la valeur du pas de temps à 0.0715 heures (valeur d'origine) et en fonction de valeurs de θ variant entre 0.5 et 1.0. La conclusion est simple, plus la valeur se rapproche de 1.0 (associée au schéma complètement implicite de résolution des équations), plus l'erreur de continuité est faible (variant de 7.9% pour $\theta = 0.5$, à 3.4% pour $\theta = 1.0$). L'impact sur les débits de pointe est similaire à celui présenté précédemment en faisant varier le paramètre d'incrément de temps. Ainsi, la variation des débits de pointe déterminés est de 2.1%. Les deux valeurs extrêmes sont obtenues avec les valeurs de θ de 0.7 (min) et 0.8 (max).

Les modèles créés montrent des différences significatives quant au débit maximal (de brèche) simulé. Ainsi, tel qu'indiqué précédemment, la variation relative entre les deux débits de brèche est de près de 15.4%, celui déterminé par NWS FLDWAV étant plus élevé.

La valeur du débit maximal suite à la rupture du barrage Teton varie dans la littérature, et ce puisque des incertitudes existent quant aux paramètres utilisés afin de définir cette brèche. En effet, le débit estimé en aval du barrage (tel que présenté au tableau 5.1) est de 2 300 000 pi³/s. Or les travaux de Fread et Chow et al. (1977, 1988, 1989 et 1988) ont montré que ce débit varie de 75% à -42% par rapport à la valeur citée précédemment et ce, en fonction du choix de paramètres reliés aux calculs.

Les simulations effectuées ici ont permis de déterminer que le débit total évacué au barrage est de 1 986 663 pi³/s et ce, en considérant un calcul dynamique (*dynamic routing*). Cette valeur est citée dans l'exemple 1.0 du guide d'utilisateur de NWS FLDWAV, ainsi une validation par calcul théorique n'a pas été jugée nécessaire.

CHAPITRE 5 - ANALYSE D'UN CAS D'ÉTUDE

5.1 Introduction

Cette section présente les résultats de l'étude de rupture des barrages Rock Forest et Drummond situés dans la municipalité de Sherbrooke (Québec, Canada). Cette étude a été réalisée afin d'évaluer les conséquences potentielles de la rupture du barrage Rock Forest sur le territoire situé en aval. En effet, tel que mentionné en introduction, afin de se conformer à la *Loi sur la Sécurité des Barrages du Québec*, le propriétaire de l'ouvrage se doit d'effectuer une étude de sécurité; celle-ci inclut notamment l'étude hydraulique contenant les simulations de rupture. Cette étude a été effectuée à la base avec le logiciel NWS FLDWAV et le chapitre suivant met l'emphasis sur la conversion du modèle créé vers le logiciel HEC RAS.

La figure 5.1 de la page suivante montre la localisation des barrages Rock Forest (amont), Drummond (centre) et Paton (condition limite aval) situés sur la rivière Magog à Sherbrooke, ainsi que certaines caractéristiques de ces ouvrages.

À noter que le volume de la retenue du barrage Rock Forest est actuellement surestimé par les instances gouvernementales (*Centre d'Expertise Hydrique du Québec*). Ceci puisqu'elle est obtenue en multipliant la hauteur maximale entre la crête du barrage et le pied aval (16.1 m) par la superficie du lac Magog dans son entier (11.37 km²). Or, l'analyse d'une carte bathymétrique a prouvé hors de tout doute que le barrage ne permet pas de faire la gestion de tout ce plan d'eau (sur la pleine hauteur de 16.1 m). L'étude de rupture n'a donc pas utilisée le volume de retenue actuellement attribué au barrage, mais plutôt un volume corrigé en fonction de cette carte bathymétrique. La première étape de l'étude vise à fixer les conditions initiales de simulations. Ainsi, pour les fins de cette étude, les hypothèses suivantes ont été faites : au début de la simulation, le débit de pointe de la crue de récurrence 1000 ans est atteint et la retenue du barrage Rock Forest est à son niveau maximal (le barrage Drummond est au fil de l'eau et ne possède pas une retenue d'eau significative). De plus, pour des fins de simplification de l'étude, seule la valeur de pointe du débit est spécifiée comme condition

frontière amont (écoulement permanent); l'hypothèse est faite que la rupture du barrage se produira au moment du passage de cette pointe de débit, alors que la retenue d'eau en amont est à son niveau maximal, soit près de la crête des barrages (ceci afin d'améliorer la stabilité des calculs d'onde de rupture). Il s'agit d'hypothèses conservatrices qui s'incorporent bien au sens de la Loi qui vise à dresser un portrait global du potentiel maximal de rupture. Par contre, il est à noter que le scénario de rupture prend ici comme hypothèse que les vannes de chaque barrage sont complètement ouvertes et ce, dès le début de la simulation. En effet, le temps d'ouverture des vannes permet de croire qu'elles le seraient avant l'arrivée de l'onde de rupture du barrage Rock Forest. De plus, des règles strictes quant à la gestion des eaux retenues et la stratégie efficace de communication avec les propriétaires des ouvrages situés en amont de ces barrages, permettent de poser l'hypothèse que les vannes des barrages seraient ouvertes préalablement au passage du débit de pointe de la crue de récurrence 1000 ans. Ainsi, l'étude présentée dans ce chapitre prends en compte que la fiabilité des ouvrages d'évacuation a été démontrée et ce, pour les trois (3) barrages. Il est à noter que la rupture du barrage Rock Forest est le cas critique, de part sa grande retenue d'eau et sa forme élancée.

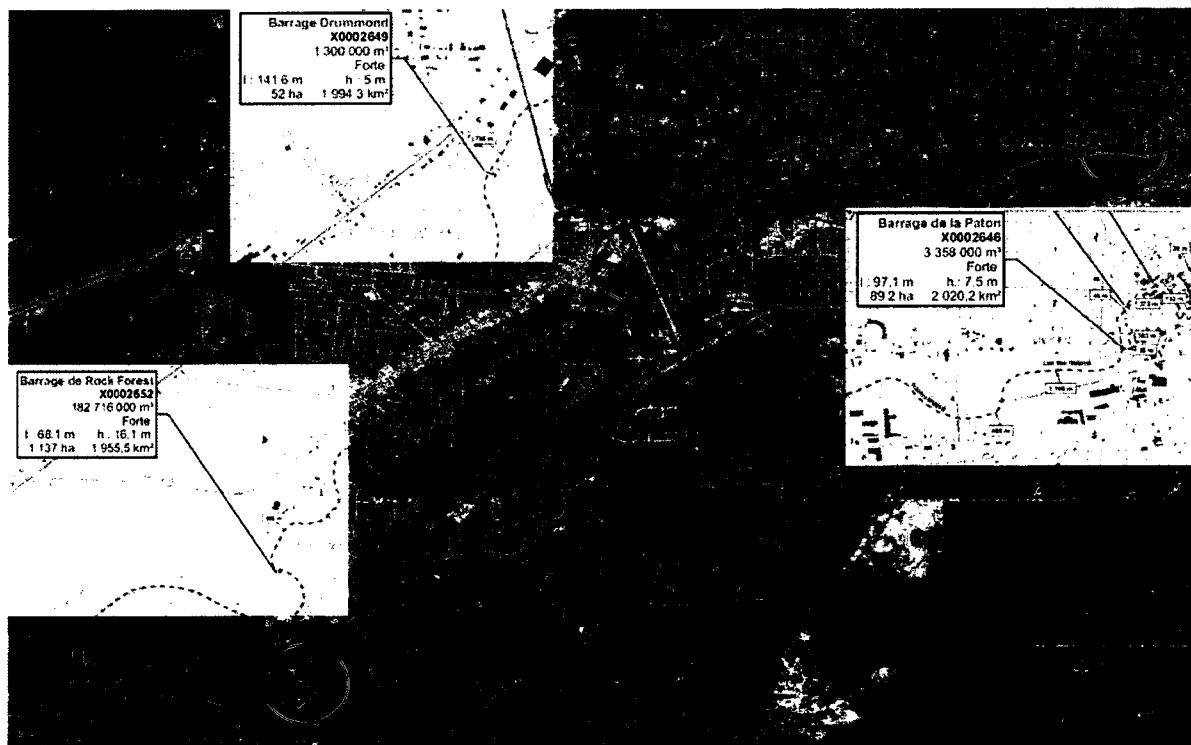


Figure 5.1 Localisation des barrages Rock Forest, Drummond et Paton sur la rivière Magog dans la municipalité de Sherbrooke (Québec, Canada).

5.2 Création des modèles

La première étape, afin d'effectuer une analyse comparative des résultats obtenus suite à la rupture des barrages dans les logiciels HEC RAS et NWS FLDWAV, est de vérifier leur concordance en écoulement permanent afin d'identifier les différences déjà introduites (avant d'analyser les ondes de rupture).

Le modèle NWS FLDWAV a été créé en utilisant des courbes de tarage afin de définir les capacités d'évacuation des barrages présents sur le tronçon de la rivière Magog. Ainsi, ces courbes ont été calculées de manière externe (avec le logiciel Microsoft Excel), puisque lors de la création du modèle, il fût constaté qu'il est plutôt difficile de bien définir ces ouvrages d'évacuation dans le logiciel NWS FLDWAV pour les barrages à l'étude (le logiciel n'a pas d'interface graphique).

Puisque le logiciel HEC RAS permet de définir les différents ouvrages d'évacuation de façon simple de part son interface graphique, c'est cette option qui a été choisie pour le modèle HEC RAS.

Puisque le fait de définir les ouvrages d'une façon aussi différente peut introduire des différences majeures entre les deux modèles, les résultats obtenus en simulation en écoulement permanent ont été comparées afin de s'assurer de leur concordance.

La méthode de laminage *level-pool routing* a été utilisée pour déterminer les conditions hydrologiques dans la retenue d'eau du barrage Rock Forest. Cette méthode représente une simplification par rapport à la définition de sections transversales dans la retenue du barrage. Ceci, puisque ces sections en amont du barrage Rock Forest n'étaient pas disponibles lors de la préparation du projet.

Ainsi, la figure 5.2 de la page suivante montre les résultats obtenus suite aux simulations sans considérer la rupture d'un ou des ouvrages. Notez que vingt-neuf (29) sections ont été définies dans les modèles et un coefficient de Manning unique de 0.045 a été utilisé.

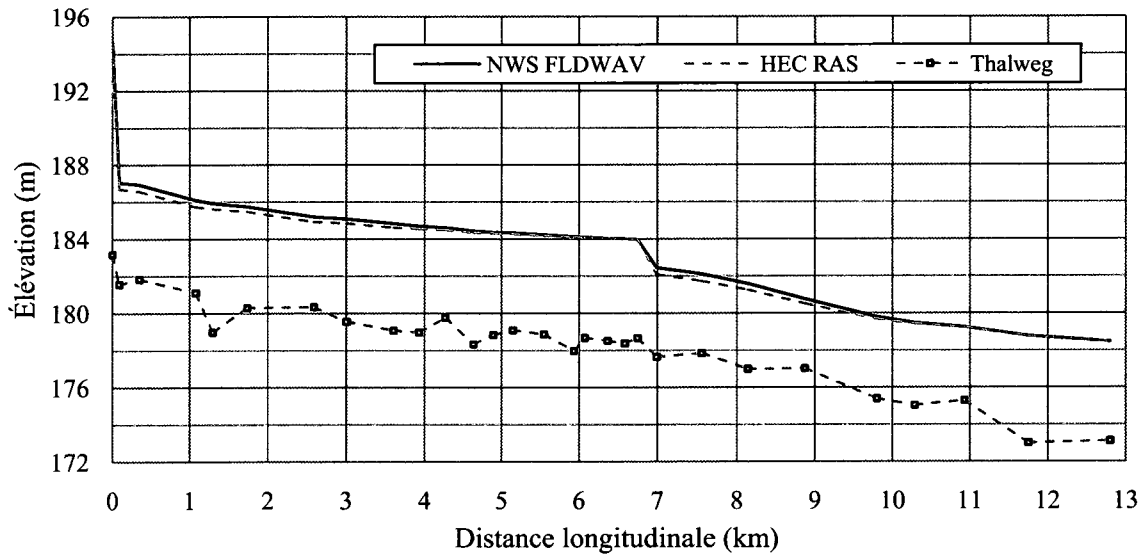


Figure 5.2 Profils des niveaux d'eau maximums en écoulement (NWS FLDWAV et HEC RAS).

Les niveaux déterminés sont similaires alors que l'écart maximal est d'environ 0.4 m au pied du barrage Drummond (la distance 7.6 km). Les niveaux d'eau déterminés au droit des barrages sont identiques et permettant ainsi une certaine validation sur la spécification des ouvrages d'évacuation de ces barrages. La figure 5.3 montre les vitesses d'écoulements déterminés avec les deux modèles. La différence maximale quant aux vitesses d'écoulement déterminées est de 0.2 m/s (près de la distance 1.1 km).

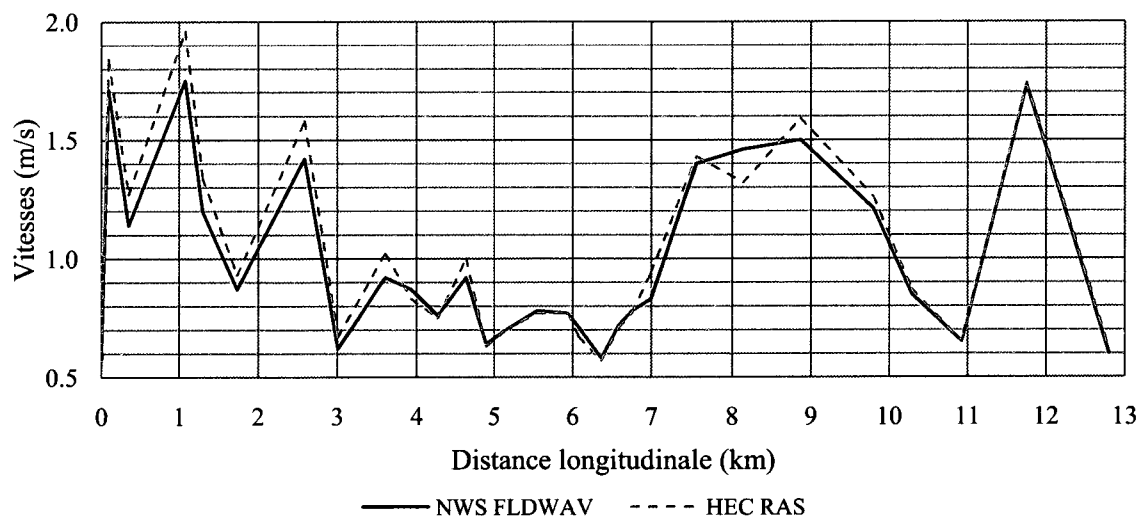


Figure 5.3 Profils des vitesses moyennes sans rupture (NWS FLDWAV et HEC RAS).

5.3 Étude de rupture sur le logiciel NWS FLDWAV

Cette section montre les résultats de l'étude de rupture effectuée à l'aide du logiciel NWS FLDWAV. La figure 5.4 permet de constater que le débit maximal de $2169 \text{ m}^3/\text{s}$ est atteint au temps 0.10 heures. Il s'agit du débit lorsque la retenue est à son niveau maximal (194.7 m) et que la brèche dans l'ouvrage béton-poids s'est complètement formée (spécifiée en 6 minutes). La figure 5.5 de la page suivante montre un agrandissement sur les premières trente (30) minutes; il est possible de constater l'effet de la rupture soudaine du barrage après ces 6 minutes (0.1 heure) alors que le débit évacué passe rapidement de $450 \text{ m}^3/\text{s}$ (crue de sécurité) à $2169 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit maximum).

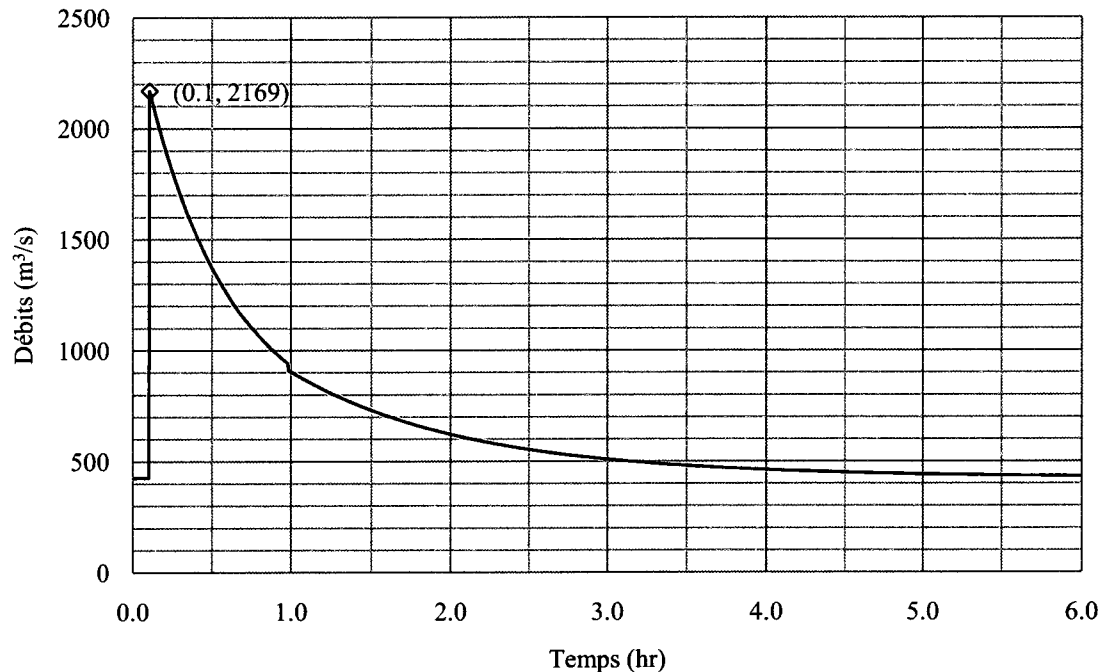


Figure 5.4 Hydrogramme lors de la rupture du barrage Rock Forest (NWS FLDWAV).

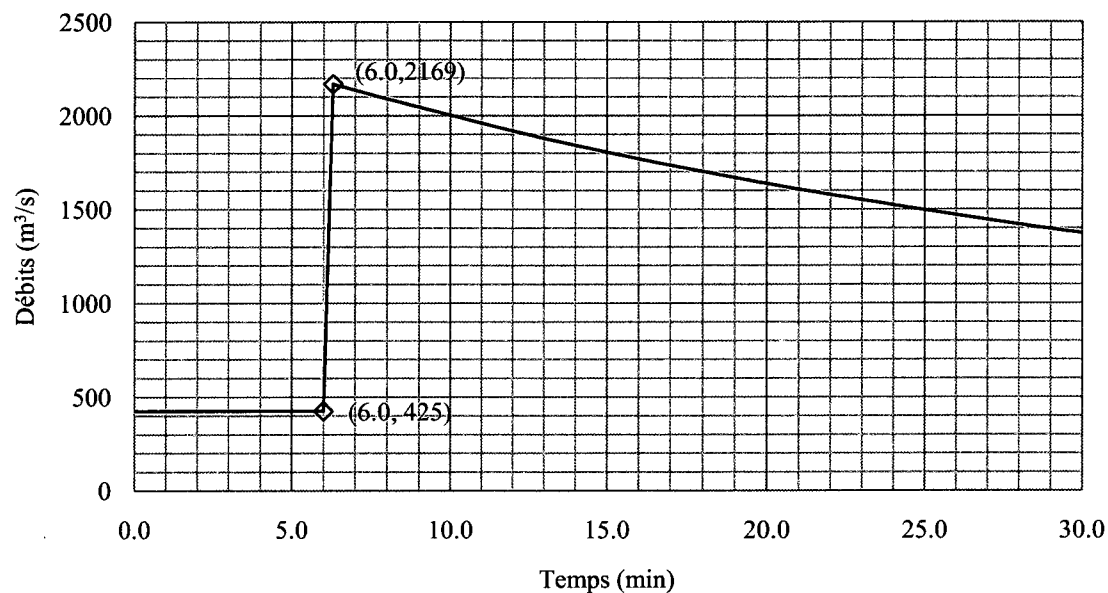


Figure 5.5 Agrandissement de l'hydrogramme présenté à la figure 5.4 sur les trente (30) premières minutes (NWS FLDWAV).

Tel que mentionné précédemment, le niveau initial du réservoir du barrage Rock Forest est fixé à sa côte maximale (194.7 m) lors du passage du débit de pointe (crue de sécurité). La brèche se formant, la retenue se vide rapidement, le débit augmente considérablement et conséquemment le niveau de cette retenue diminue (voir figure 5.6).

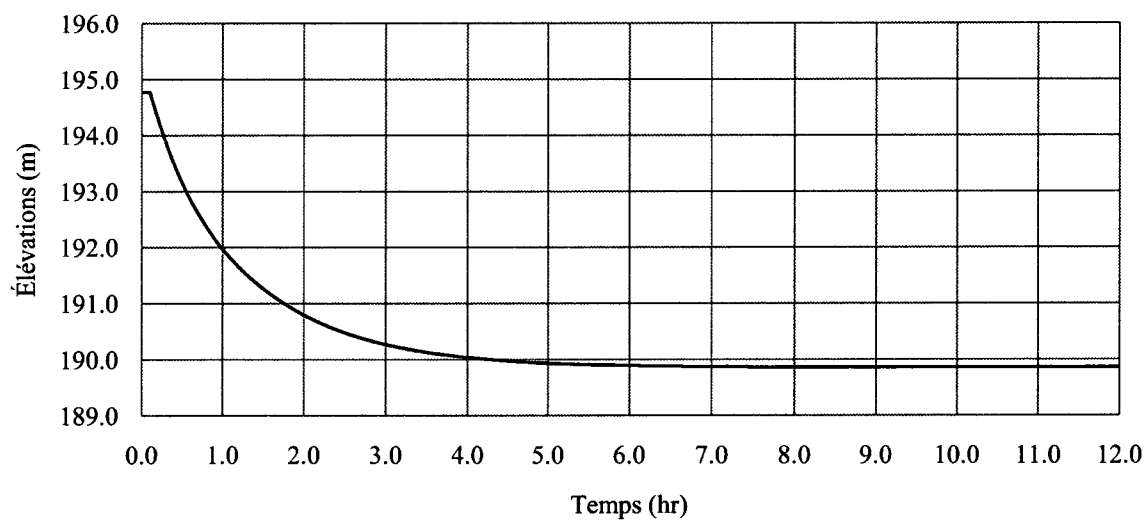


Figure 5.6 Limnigramme de la retenue amont lors de la rupture du barrage Rock Forest (NWS FLDWAV).

La figure 5.7 montre le profil des niveaux d'eau maximums à chaque point du tronçon de la rivière Magog entre les barrages Rock Forest (distance 0.0) et Paton (distance 12.8 km).

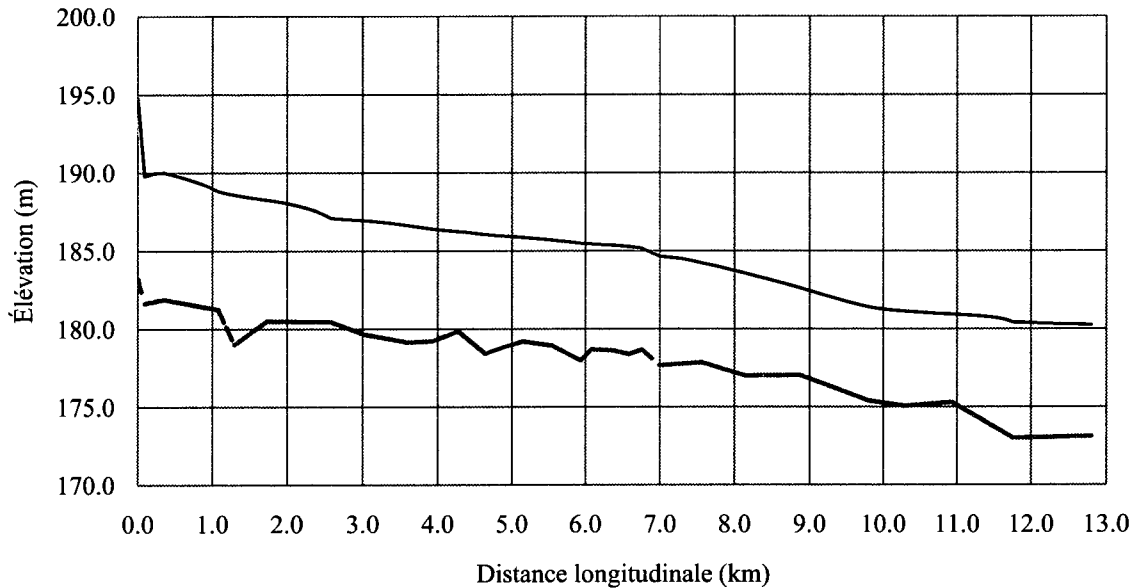


Figure 5.7 Profil des niveaux d'eau maximums lors des ruptures des barrages Rock Forest et Drummond (NWS FLDWAV).

Le barrage Drummond (chainage 6.75 km) se rupture alors que le niveau d'eau atteint l'élévation 184.6 m à son bief amont. Cette rupture est alors directement causée par le passage de l'hydrogramme de rupture du barrage Rock Forest. En effet, au temps 0.6 heures (36 minutes), le niveau d'eau au droit du barrage chute légèrement (figure 5.7), alors que le débit augmente rapidement, simulant la rupture soudaine du barrage. Ainsi, le barrage Drummond se rupture 30 minutes après le barrage Rock Forest. La rupture du barrage Drummond est initié lorsque le niveau d'eau atteint 183.6 m, la brèche se forme complètement en 0.1 heure et sa largeur finale est de 27.6 m au niveau final de 179.6 m. Il faut noter que l'effet de la rupture du barrage Drummond sur l'hydrogramme est mineur et ce, en raison de la faible hauteur de sa retenue d'eau. La figure 5.8 montre les temps avant l'atteinte des élévations de pointe; ainsi l'élévation maximale barrage Drummond (au chainage 6.75 km) est atteinte 1.2 heures (72 minutes) après le début des simulations. Or, puisque la rupture du barrage Rock Forest se fait au temps 0.1 heures (6 minutes), le temps de pointe est atteint 1.1 heures (66 minutes) après la rupture (Rock Forest).

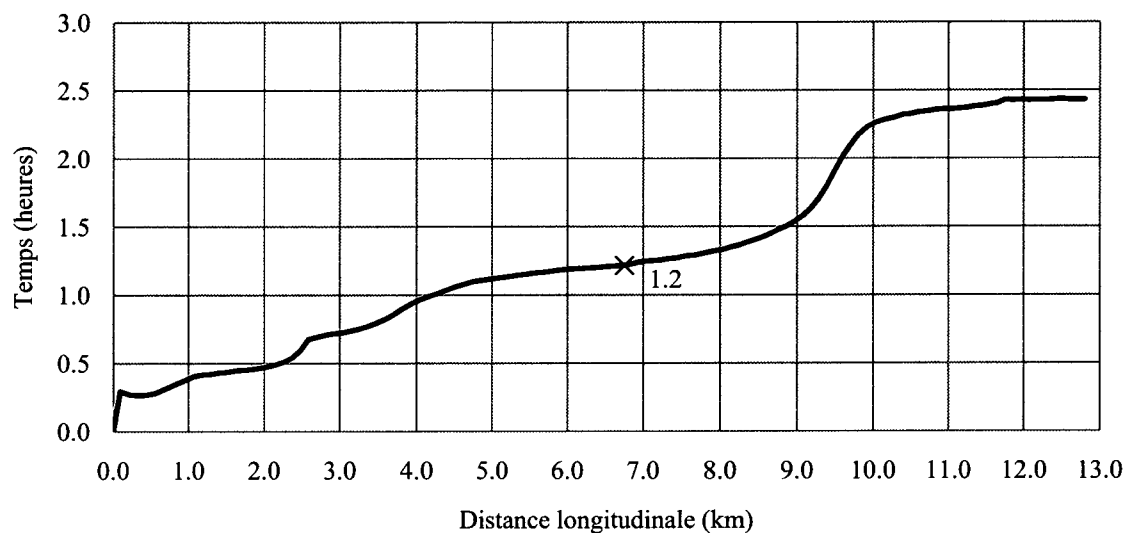


Figure 5.8 Temps des niveaux d'eau maximums lors de la rupture du barrage Rock Forest (NWS FLDWAV).

La figure 5.9 montre les hydrogrammes aux barrages Rock Forest et Paton, lors de la simulation de rupture combinée des barrages Rock Forest et Drummond. Ainsi, l'hydrogramme amont montre le débit maximal au barrage Rock Forest et l'hydrogramme aval montre celui au barrage Paton, la comparaison entre les deux hydrogramme montre l'atténuation entre ces ouvrages. Cette atténuation est forte et est, entre autres, reliée à la longueur de 12.8 km séparant les deux sections amont et aval, à la faible pente et à la présence de zones ineffectives, d'emménagement et urbanisées.

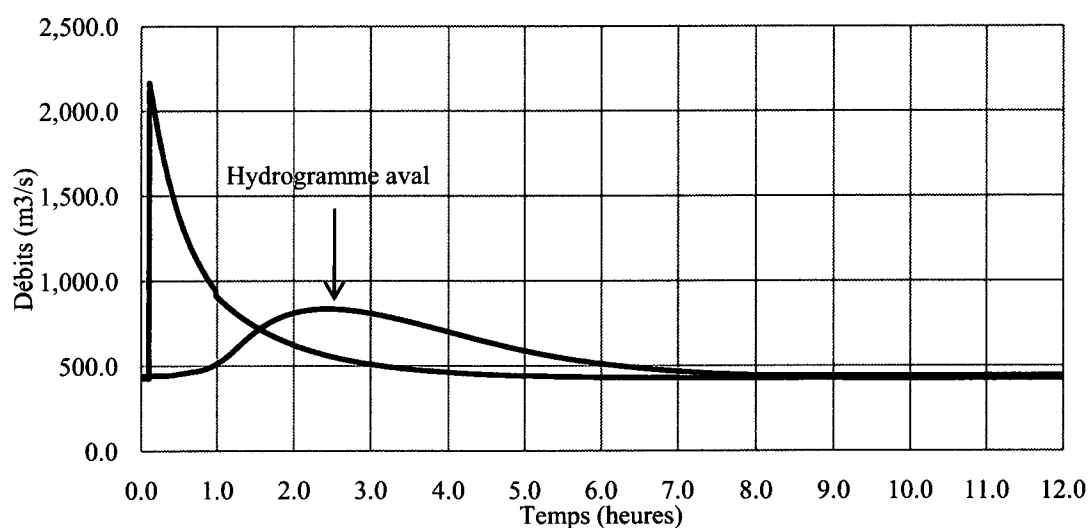


Figure 5.9 Hydrogrammes amont et aval lors de la rupture du barrage Rock Forest (NWS FLDWAV).

La figure 5.10 montre le limnigramme au droit du barrage Drummond lors d'un scénario de rupture soudaine. Dans ce cas, le barrage Rock Forest se rupture 0.1 heure (6 minutes) après le début de la simulation libérant un débit de brèche près du double de la crue de récurrence 1000 ans. Quelques minutes après cette rupture, l'onde de rupture associée au barrage Rock Forest fait grimper les niveaux d'eau pour atteindre un sommet au barrage Drummond près de l'élévation 185.2 m et ce, sur une période de 15 minutes (entre les temps 1.15 et 1.30 heures) avant la phase de décrue.

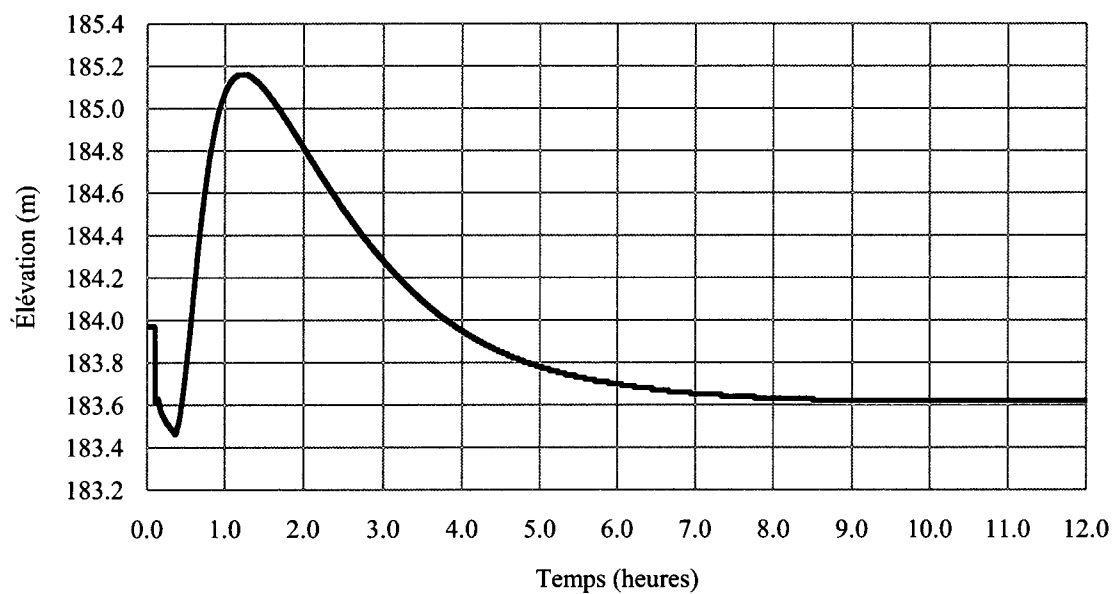


Figure 5.10 Limnigramme au barrage Drummond lors de la rupture du barrage Rock Forest (NWS FLDWAV).

La figure 5.11 montre la courbe de tarage reliée à la simulation effectuée en prenant comme hypothèse la rupture soudaine du barrage Drummond en tout début de simulation.

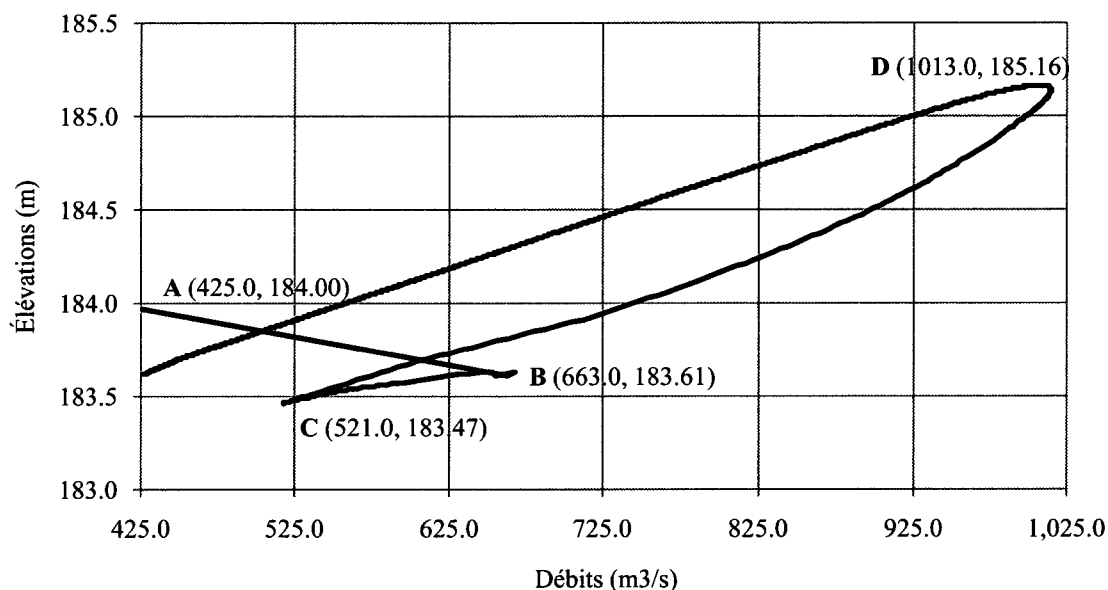


Figure 5.11 Courbe de tarage au barrage Drummond lors de la rupture du barrage Rock Forest (NWS FLDWAV).

L'élévation initiale est à 184.0 m et le débit est alors celui relié à la pointe de la crue de récurrence 1000 ans (425.0 m³/s) tel que spécifié au point A sur la figure 5.11. La rupture se produit quasiment instantanément; le débit de brèche atteint 663.0 m³/s et l'élévation de la retenue d'eau chute légèrement (de près de 0.4 m) pour atteindre 183.6 m (voir point B). Celle-ci continue de diminuer légèrement alors que le débit diminue aussi (jusqu'au point C).

L'onde de rupture du barrage Rock Forest passe ensuite faisant remonter le débit de 521 m³/s à un sommet de 1013.0 m³/s alors que le niveau de la rivière Magog est à l'élévation 185.16 m (point D). Le niveau d'eau redescend ensuite lors de la phase de décrue (*falling limb*); le phénomène d'hystérésis (connu sous le terme de *loop rating curve*) est observé alors que l'élévation est plus élevée pour une même valeur de débit lors de la phase de décrue que lors de la phase de crue (*rising limb*). Ainsi, les débits et niveaux d'eau redescendent vers les valeurs de 425 m³/s et 183.7 m respectivement conformément au débit spécifié sur l'hydrogramme.

5.4 Étude de rupture sur le logiciel HEC RAS

Cette section montre les résultats de l'étude effectuée à l'aide du logiciel HEC RAS lorsque comparés à ceux déterminés précédemment avec le logiciel NWS FLDWAV.

La figure 5.12 montre qu'un débit maximal de 2003.0 m³/s est atteint au temps 0.10 heures au barrage Rock Forest, après sa rupture.

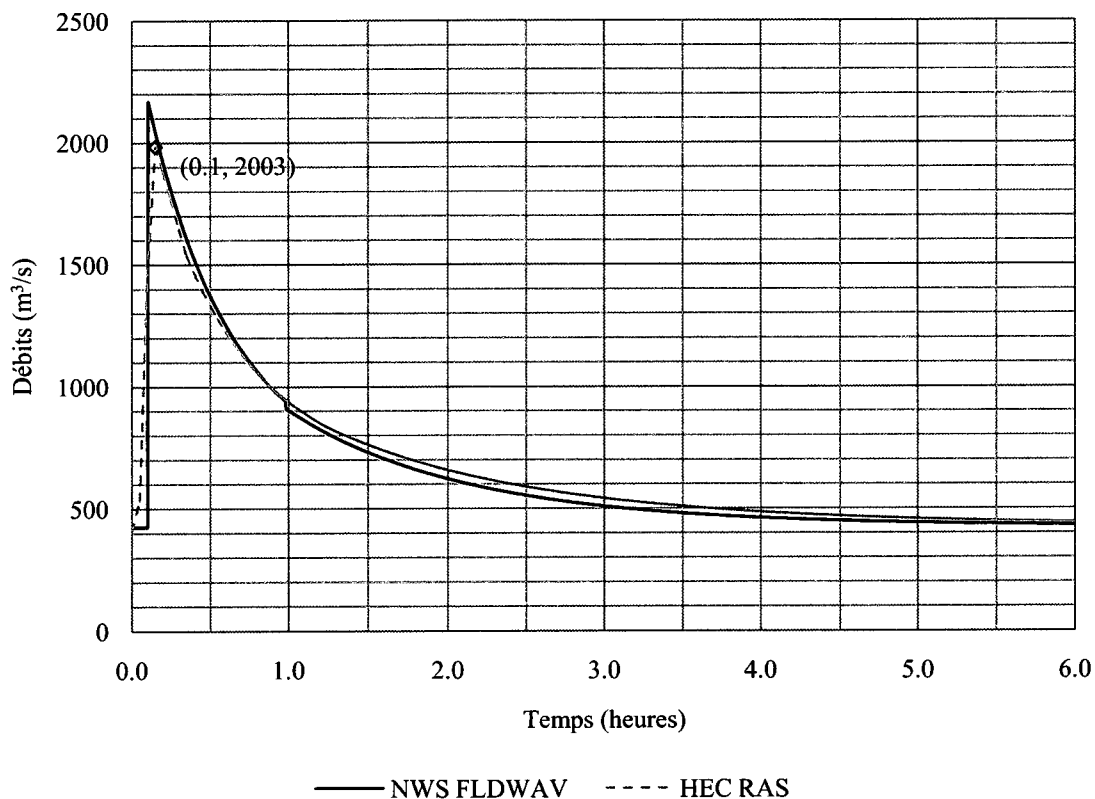


Figure 5.12 Hydrogrammes lors de la rupture du barrage Rock Forest (HEC RAS et NWS FLDWAV).

La différence de débit évacué est relativement faible est n'est que de 7.6% (165.5 m³/s). La forme des hydrogrammes est similaire, mais les temps de l'initiation de la brèche sont légèrement différents et ce, même si les paramètres de rupture ont été spécifiés de la même façon dans les logiciels. Ceci est montré à la figure 5.13 de la page suivante alors qu'un agrandissement en début de simulation est fait.

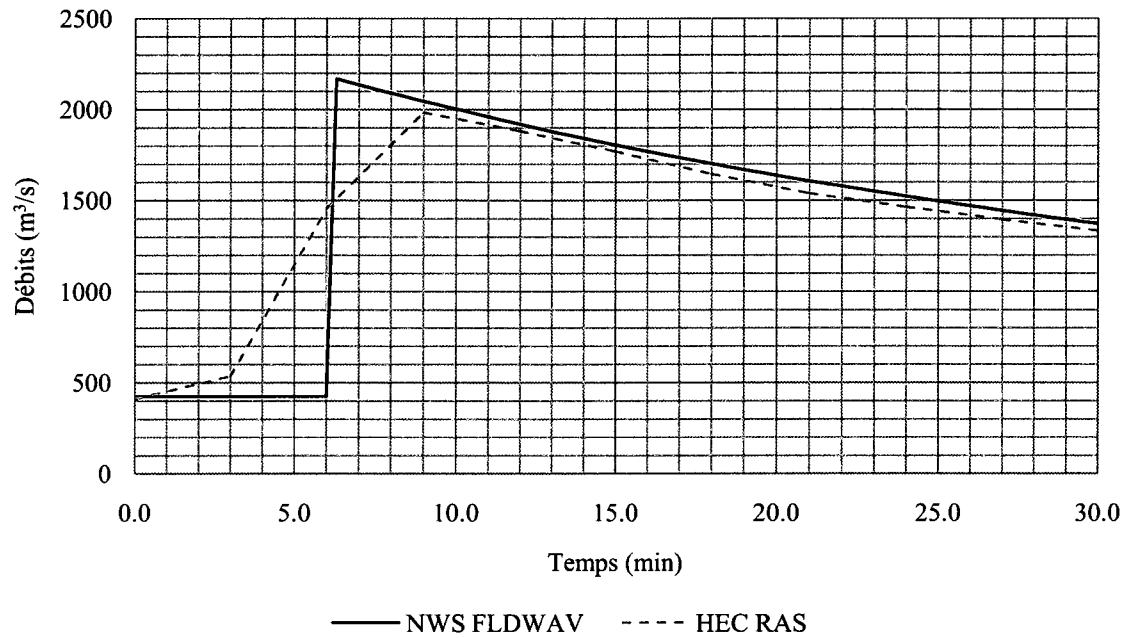


Figure 5.13 Agrandissement de l'hydrogramme de la figure 4.12 sur les trente (30) premières minutes, lors de la rupture du barrage Rock Forest (HEC RAS et NWS FLDWAV).

La figure 5.14 montre la comparaison des résultats obtenus lors de la vidange de la retenue d'eau en amont du barrage Rock Forest. Les niveaux sont presque identiques (écart max de moins de 1 cm).

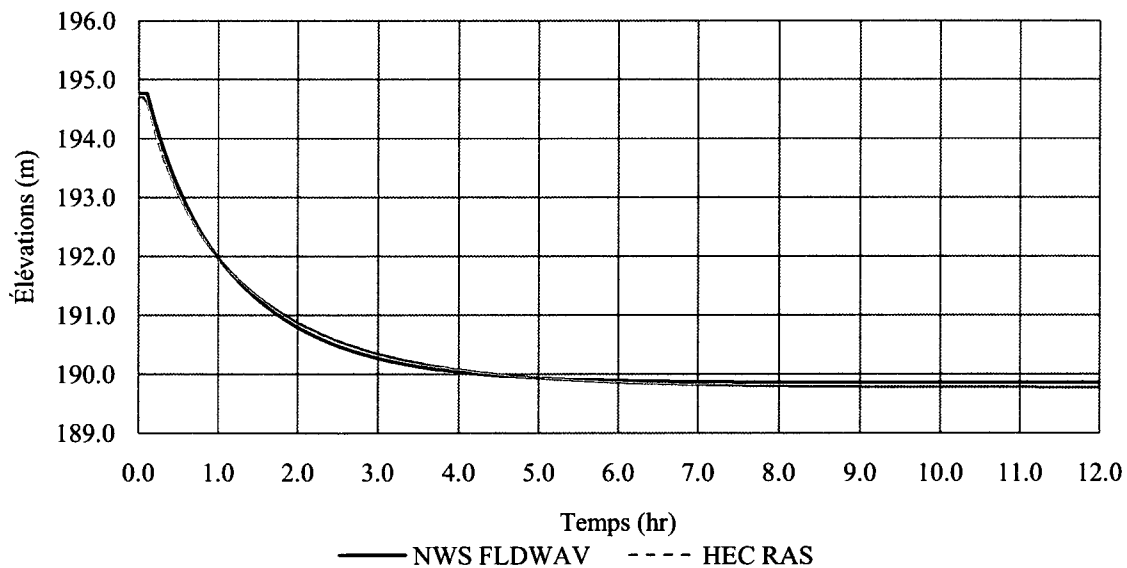


Figure 5.14 Limnigramme de la retenue amont lors de la rupture du barrage Rock Forest (HEC RAS et NWS FLDWAV).

La figure 5.15 montre les profils d'écoulement avec les niveaux maximums sur l'ensemble du tronçon modélisé, suite à la rupture des barrages.

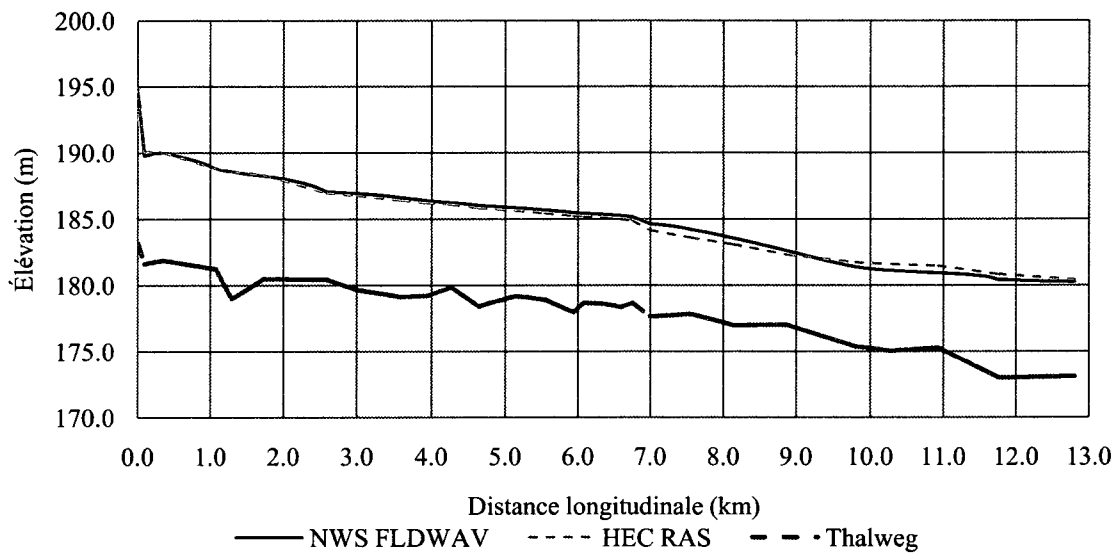


Figure 5.15 Profil des niveaux d'eau maximums lors de la rupture du barrage Rock Forest (HEC RAS et NWS FLDWAV).

La figure 5.16 montre les temps avant l'atteinte des élévations de pointe; ainsi l'élévation maximale à la section 6.75 (barrage Drummond) est atteinte 1.29 heures après le début des simulations avec HEC RAS. Rappelons qu'un temps de pointe de 1.22 heures a été déterminé avec NWS FLDWAV.

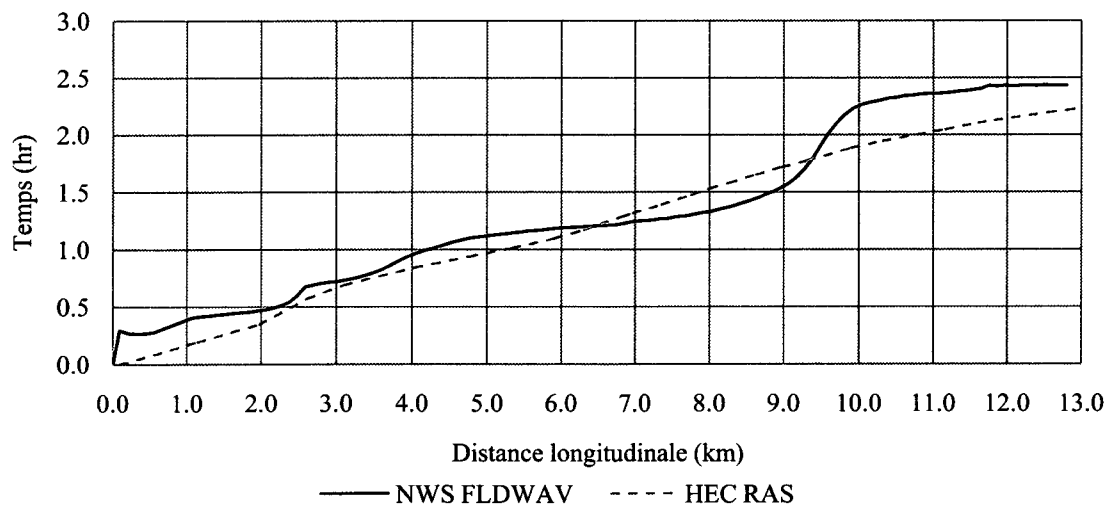


Figure 5.16 Temps avant l'atteinte des élévations de pointe lors de la rupture du barrage Rock Forest (HEC RAS et NWS FLDWAV).

La figure 5.17 montre les hydrogrammes aval de la rivière Magog (au bief amont du barrage Paton) lors de la simulation avec les logiciels HEC RAS et NWS FLDWAV. L'hydrogramme à la section aval est similaire pour les deux modèles et l'écart maximal est d'environ 40.0 m³/s près de la pointe. Notez que la figure 5.12 montre les différences quant aux hydrogrammes amont.

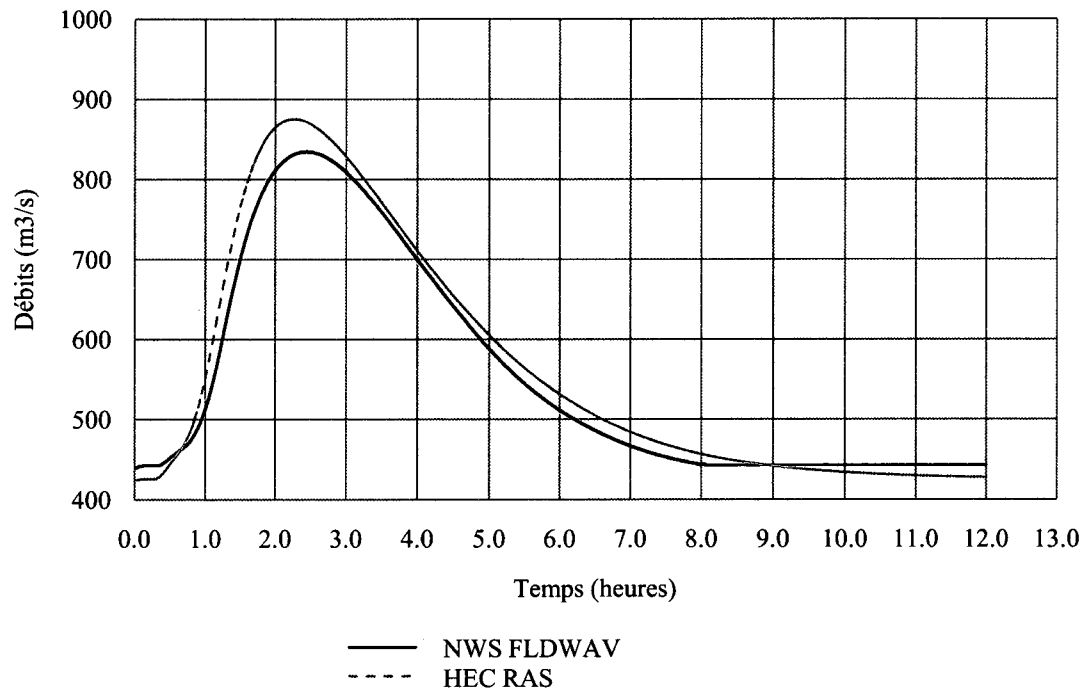


Figure 5.17 Hydrogramme au barrage Paton lors de la rupture du barrage Rock Forest (HEC RAS et NWS FLDWAV).

La figure 5.18 montre les limnigrammes au droit du barrage Drummond lors du scénario de sa rupture soudaine. La différence est importante alors que les niveaux d'eau varie de près de 0.6 m à la fin de la simulation. Par contre, la rupture du barrage Drummond est simulée de façon similaire dans les deux logiciels alors que l'écart de niveaux d'eau maximum n'est que d'une dizaine de centimètres sur la première demi-heure de simulation.

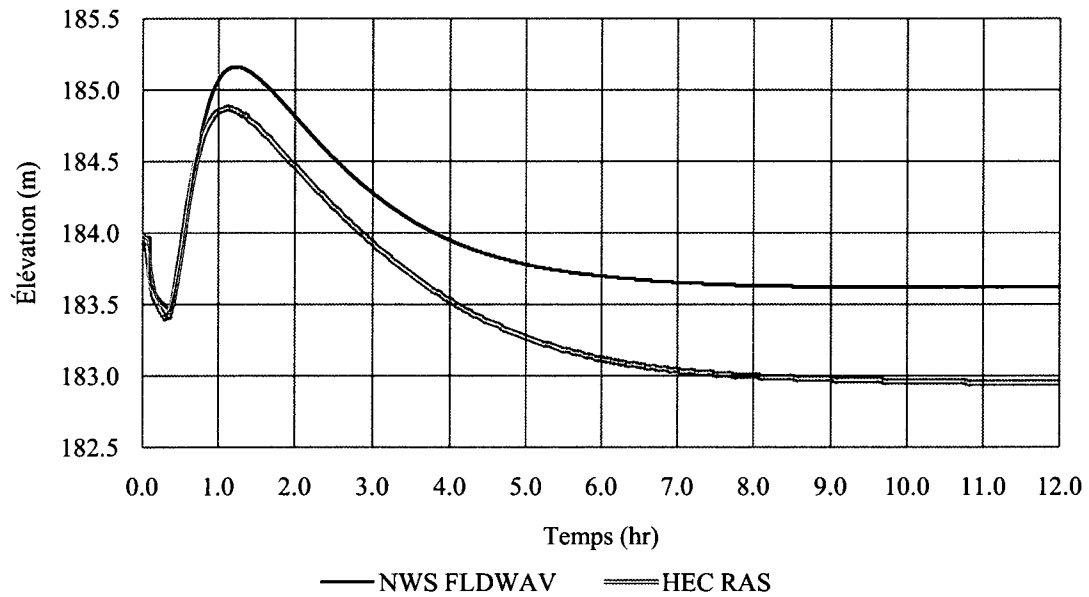


Figure 5.18 Limnigramme au barrage Drummond lors de la rupture du barrage Rock Forest (HEC RAS et NWS FLDWAV).

La figure 5.19 montre la courbe de tarage reliée à la simulation effectuée en prenant comme hypothèse la rupture soudaine du barrage Drummond en tout début de simulation (au même instant que la rupture du barrage Rock Forest). Les formes sont similaires, mais la courbe obtenue avec HEC RAS montre une amplitude plus faible que celle de NWS FLDWAV. Les écarts de débits sont plutôt faibles comparés à ceux quant aux niveaux d'eau. La variation plus élevée se situe sur la phase de décrue (*falling limb*). Notez que la courbe obtenue lors des simulations avec NWS FLDWAV est présentée à la figure 5.11.

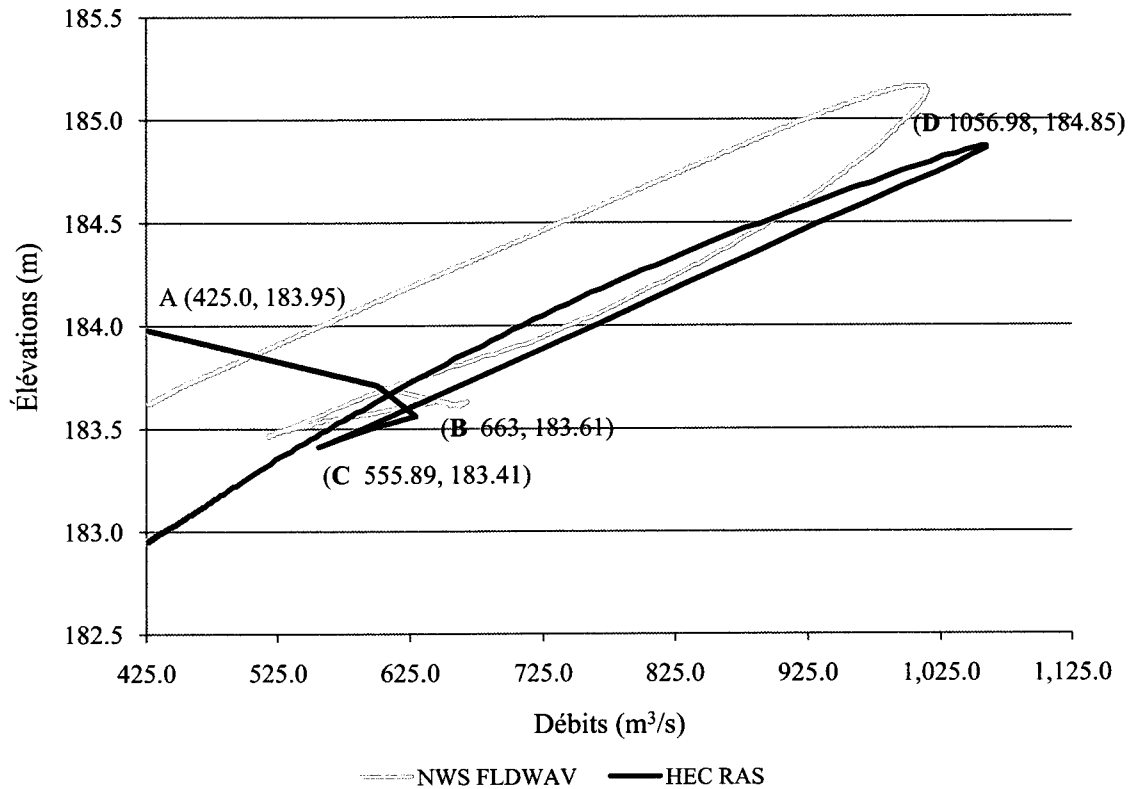


Figure 5.19 Courbe de tarage au barrage Drummond lors de la rupture du barrage Rock Forest (HEC RAS et NWS FLDWAV).

Les écarts quant à l'amplitude (écart entre les phases de crue et décrue) des deux (2) courbes de tarage ne sont pas expliqués et pourraient être reliés au calcul de la pente de la ligne d'énergie alors que Fread (1998) a déjà démontré que cette amplitude de la courbe de tarage est proportionnelle à la pente de la ligne d'énergie. Des travaux supplémentaires devraient être faits sur ce point particulier.

5.5 Analyse des résultats

Cette analyse comparative entre les résultats obtenus suite aux simulations effectuées sur les deux modèles créés avec les logiciels HEC RAS et NWS FLDWAV montre que les résultats sont similaires, mais que des sources de discordances sont présentes entre ces deux modèles.

Les paramètres de calcul du logiciel HEC RAS ont été laissés par défaut dans ces simulations. Un pas de temps de trente (30) secondes a permis d'obtenir une solution convergente. Dans le cas de NWS FLDWAV, les paramètres reliés au pas de temps sont ceux par défaut du logiciel et celui-ci les a réglés afin de donner une solution convergente. Cette différence entre les deux logiciels est majeure alors que des erreurs reliées au choix d'un pas de temps trop grand ou trop rapproché sont souvent observées.

Le paramètre θ relié à la technique de résolution par différences finies est aussi de 1.0 par défaut dans le logiciel HEC RAS. Or, une valeur de 1.0 donne un schéma complètement implicite (Balzer et Lai, 1968) et Fread (1998) a déjà démontré que la précision tend à diminuer alors que ce paramètre s'éloigne de 0.5. Il ajoute aussi qu'une valeur de 0.55 à 0.60 est habituellement utilisée afin d'augmenter cette précision. Une simulation supplémentaire en modifiant ce paramètre pour une valeur de 0.6 a tout de même permis d'obtenir des résultats similaires.

Les débits maximums déterminés sont relativement différents alors qu'ils ont montré un écart de près de 7.6% dans le cas de la rupture du barrage Rock Forest. En effet, les simulations de la rupture du barrage Rock Forest avec le logiciel NWS FLDWAV ont permis d'estimer un débit maximal de près de 2169 m³/s. L'analyse détaillée des résultats obtenus montre qu'au temps 0.10 heures (brèche complètement formée), le niveau d'eau au bief amont était de 194.77 m, que le niveau au fond de la brèche était de 186.55 m et que sa largeur était de 40.5 m. Le débit de brèche calculé par le logiciel était alors de 1738.4 m³/s (la valeur résiduelle étant attribuable à l'hydrogramme spécifié à l'amont et à l'écoulement par-dessus les murs d'aires restés intacts).

En négligeant le coefficient C_v , en assumant que $K_S = 1.0$ et en remplaçant les valeurs indiquées précédemment dans l'équation (6.1):

$$Q_b = (1.0)(1.0)[(1.71)(40.5) (194.77 - 186.55)^{1.5}]$$

On obtient, $1632 \text{ m}^3/\text{s}$. Cette valeur s'approche de la valeur déterminée avec le logiciel NWS FLDWAV, mais montre tout de même une différence de près de 6%.

Les sections transversales utilisées dans ces simulations sont issues de relevés d'arpentage et ont été, à la base, définies en fonction d'un format compatible avec le logiciel HEC RAS. Celles-ci ont été ensuite converties en format NWS FLDWAV et cette conversion entraîne inévitablement des atténuations à la géométrie des sections. En effet, le format élévation-largeur active qu'utilise NWS FLDWAV ne permet pas la même précision que celui d'élévation-distance qu'utilise HEC RAS.

La figure 5.20 montre le format HEC RAS, alors que la figure 5.21 montre celui de NWS FLDWAV.

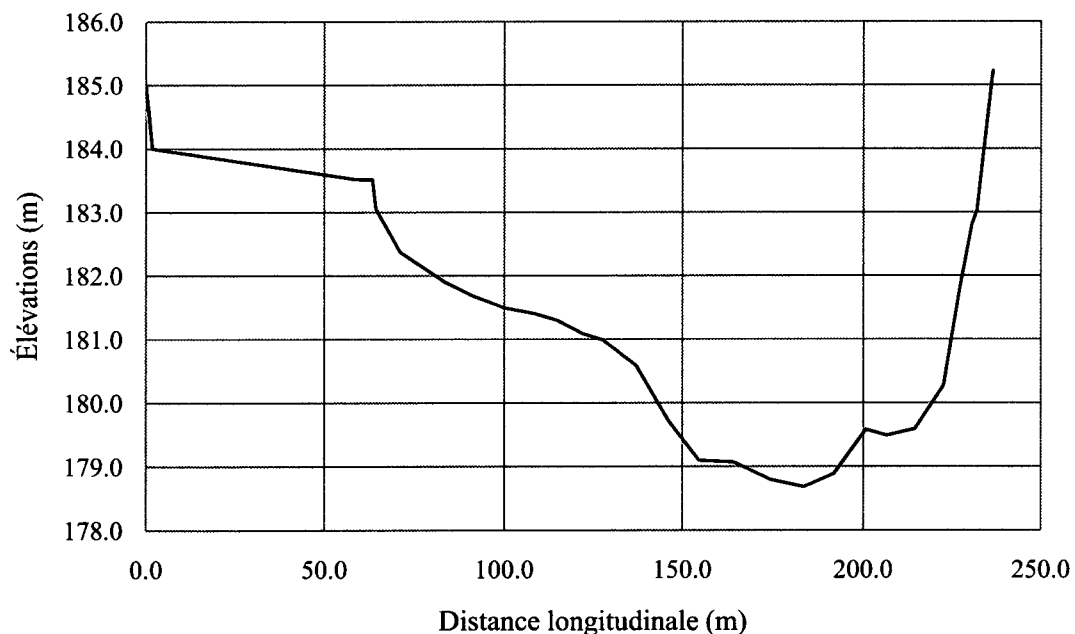


Figure 5.20 Section transversale typique en format HEC RAS.

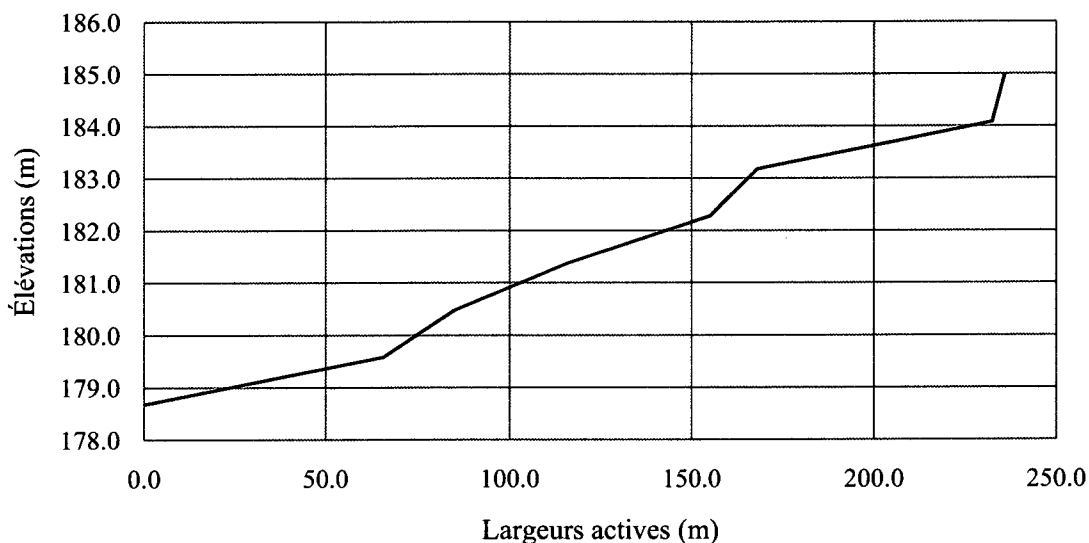


Figure 5.21 Section transversale typique en format NWS FLDWAV.

Par exemple, à l'élévation 181.0 m, la largeur active de l'écoulement de 100.0 m, tel que montrée sur la figure 5.21. Celle-ci est obtenue en faisant la soustraction des distances longitudinales correspondantes (225.0 m - 125.0 m) à l'élévation 181.0 m tel qu'illustré sur la figure 4.20. À noter que le logiciel NWS FLDWAV ne permet pas de définir une section en plus de huit (8) paires d'élévations-largeurs actives.

Le modèle HEC RAS a été représenté aussi fidèlement que possible à celui de NWS FLDWAV. Par contre, certaines différences sont inhérentes aux deux logiciels et sont difficilement contournables. Les points suivants doivent être pris en compte dans l'optique d'une analyse comparative des résultats :

- Les coefficients de rugosité (Manning) ont été simplifiés dans les deux modèles; une valeur commune de $n = 0.045$ a été utilisée pour l'ensemble des sections et l'ensemble des élévations dans ces sections. Cette valeur est élevée, mais permet de tenir compte des obstructions au passage du débit considéré qui est près de cinq (5) fois celui du débit de pointe de récurrence 1000 ans;
- Afin d'utiliser HEC RAS pour cette étude de rupture, une section transversale supplémentaire a été créée entre le barrage Rock Forest et sa retenue d'eau (avant le chaînage 0.0 km); il faut noter que ceci n'affecte pas les résultats de l'étude;

- Les paramètres de simulations ont été laissés selon les valeurs par défauts pour les simulations;
- Les vannes sur les barrages ont été définies comme étant complètement ouvertes (lorsque opérationnelles) à chaque instant de la simulation;
- Les conditions frontières dans le modèle HEC RAS ont été définies de la même manière que dans le modèle NWS FLDWAV soit à l'aide d'un débit constant à l'amont et d'une courbe de tarage (barrage Paton) à l'aval;
- Les paramètres de brèches ont été spécifiés de la même façon dans les deux (2) modèles.
- Les retenues d'eau ont été définies de façon similaire dans les deux logiciels et une relation surface-élévation (deux paires d'élévations-surfaces) a été définie;

L'étude de ce troisième cas permet de constater des difficultés lors de la transposition d'un modèle créé avec le logiciel HEC RAS vers NWS FLDWAV; en effet, les sections transversales issues de travaux d'arpentage ont été converties en perdant certains détails quant à la forme des sections ainsi qu'aux distances les séparant.

La débitance reliée à la géométrie (aire, périmètre mouillé et rayon hydraulique), aux coefficients de Manning (ici spécifiés uniformes) et à la pente de fond entre les sections est nécessairement différente dans les deux logiciels. Ceci a pour effet de faire varier les résultats de débits, niveaux d'eau et vitesses (et autre variables hydrauliques) et l'ampleur de cette variation est d'autant plus grande dans le cas où le modèle est complexe, tel que le cas étudié précédemment.

CHAPITRE 6 – CONCLUSION

6.1 Sommaire de l'étude

Les simulations de rupture de barrage effectuées aux chapitres 3, 4 et 5 à partir de modèles créés à la fois avec le logiciel HEC RAS et le logiciel NWS FLDWAV ont permis de constater certaines différences quant aux résultats obtenus. En effet, lors de l'analyse comparative du cas simplifié d'un canal rectangulaire, bien que les modèles étaient représentés de façon identique dans les deux logiciels, les débits de brèche alors déterminés ont montré une erreur relative de 2.2%. L'écart relatif quant aux niveaux d'eau maximums et aux vitesses d'écoulement, est par contre jugé négligeable et est supposé comme étant relié aux tolérances des calculs effectués par les deux logiciels.

Le cas d'étude a permis de constater que, lorsque la complexité au niveau de la géométrie du modèle augmente, les résultats des simulations hydrauliques montrent des écarts relatifs plus importants. Ainsi, les débits de brèche ont présenté des différences jugées significatives alors qu'un écart relatif de près de 7.6% a été constaté au bief amont du barrage Rock Forest. Pour sa part, l'écart entre les valeurs de débit maximums lors de la rupture du barrage Teton, a été estimé à près de 15.4% entre les deux logiciels. Le logiciel HEC RAS a, dans ces deux cas, sous-estimé les débits de brèche par rapport à ceux de NWS FLDWAV. Il demeure que les débits calculés par NWS FLDWAV ont été comparés positivement à ceux calculés manuellement en utilisant les équations de base montrées dans le guide d'utilisateur accompagnant le logiciel. Il est supposé que la source d'erreur n'est pas reliée à la spécification de la géométrie des ouvrages, mais qu'elle est reliée aux calculs.

Pour le cas d'étude, les relations entre les niveaux d'eau et les débits ont montré des écarts relativement importants près des barrages Rock Forest et Drummond et près de l'extrémité aval considérée (barrage Paton). Ces mêmes écarts ont aussi été observés lors des simulations de rupture du barrage Teton sur les tronçons montrant des pentes plus raides. Ainsi, ces écarts de niveaux d'eau semblent être proportionnels à la magnitude du terme de pente de ligne

d'énergie (S_f) associé à l'équation de Manning, et ce pour ces deux cas. Les simulations effectuées sur le cas simplifié du canal rectangulaire ont permis pour leur part de démontrer la concordance des niveaux d'eau lors des simulations; ceci étant peu surprenant compte tenu que les modèles créés étaient à toutes fins identiques.

Le choix du paramètre « θ » (*weighting factor*) associé à la méthode de résolution des équations de Saint Venant (méthode des quatre points) a eu un impact sur la détermination des débits de brèche au droit des barrages. Par contre, l'ordre de grandeur des variations obtenues en faisant varier la valeur de ce paramètre a été jugé faible par rapport aux variations possibles introduites par l'incertitude des paramètres de brèches (temps de formation, niveau initiant la brèche, etc.). De plus, l'influence du pas de temps de simulation (*time step*) sur ces mêmes débits de brèche a été démontrée lors des simulations de la rupture du barrage Teton, alors qu'une variation de 2.1% a été observée en faisant varier le temps de simulation du double entre 4.3 minutes et 2.15 minutes. Cette variation est aussi jugée faible lorsqu'on considère la magnitude du débit de brèche au barrage Teton et en considérant les incertitudes sur le choix des paramètres de brèche, tel que mentionné précédemment. Le fait que le logiciel NWS FLDWAV permet de contrôler automatiquement la valeur de ce paramètre lors des simulations alors que HEC RAS ne le permet pas, représente un avantage indéniable du logiciel NWS FLDWAV.

L'influence du paramètre « θ » a donc pu être démontrée dans les différentes simulations effectuées aux chapitres 3, 4 et 5 de cette étude. Rappelons que ce paramètre est utilisé dans les simulations en écoulement transitoire de façon à assurer la stabilité numérique lors de la résolution des équations de Saint Venant par la méthode des éléments finis. Une valeur de « θ » égale à 1.0 permettra d'augmenter cette stabilité au détriment d'une solution moins précise (ex. : pointe d'hydrogramme coupée), alors qu'une valeur de 0.6 pour ce paramètre procurera l'effet inverse (0.5 en théorie). De plus, plus la valeur de θ choisie se rapproche de cette valeur inférieure de 0.6, plus il sera difficile d'obtenir une solution convergente. Or, à l'intérieur du logiciel HEC RAS, ce paramètre est fixé par défaut à 1.0 et le guide d'utilisation recommande de le laisser ainsi et de l'abaisser jusqu'à une valeur de 0.6, en comparant les résultats alors obtenus. Rappelons que le logiciel NWS FLDWAV effectue cette analyse de

sensibilité de façon automatique en ajustant la valeur de ce paramètre afin de donner une solution convergente.

Fread (1974) a étudié l'influence du paramètre « θ » et a conclu que la précision des résultats diminue lorsque la valeur choisie s'éloigne de 0.5 et approche 1.0. Certaines analyses ont aussi effectuées par d'autres. Ainsi, on peut mentionner Dennis et Goodwin (1985), Samuels et Skeels (1990) et Jin et Fread (1997). Ces derniers sont à la base des techniques multiples implicites et explicites utilisées dans le logiciel NWS FLDWAV afin de soutirer le maximum des avantages que présentent chacune de ces techniques. Ils indiquent aussi que la valeur de l'indice CFL devrait être réduites sous la limite de 1.0, dans le cas de géométrie complexe avec des changements brusques de pentes de fond, des zones de contractions et d'expansion ou avec des sections définies avec des plaines de débordement importantes.

Les ruptures de barrage produisent des variations rapides de niveaux d'eau et de débits. C'est pourquoi, l'analyse d'un tel phénomène requiert d'ajuster le pas de temps (*time step*) selon une courte durée et ce, afin d'améliorer la précision et la stabilité de l'analyse. Ainsi, les pas de temps à considérer devraient normalement être de l'ordre des secondes. Une analogie peut être faite avec le cas de l'analyse de l'orbite de la lune autour de la terre : ainsi, en voulant étudier la position de l'astre, tout en sachant que son orbite est d'approximativement 27.3 jours, il serait impensable d'atteindre un degré de précision respectable en utilisant un pas de temps de 5 jours, par exemple. C'est pourquoi le choix d'un pas de temps approprié est significatif sur la précision des résultats.

Pour les mêmes raisons que celles expliquées dans le cas du pas de temps, une distance trop éloigné entre des sections transversales consécutives cause souvent des problèmes de stabilité et de précision des résultats. Un indice existe afin de permettre de vérifier, préalablement aux simulations, la stabilité numérique d'un problème. Il s'agit de l'indice de Courant-Friedrich-Lewy (CFL):

$$I = \left(\frac{gA}{B} \right)^{0.5} \frac{\Delta T}{\Delta x}$$

Il est recommandé de conserver ce critère près d'une valeur de 1.0 et de faire des essais en diminuant le pas de temps et en comparant les résultats ainsi obtenus.

L'impact des modifications apportées quant à la géométrie des sections transversales a été jugé être un facteur important dans les différences de résultats observées. En effet, puisque la débitance est directement reliée à cette géométrie (aire, périmètre mouillé, rayon hydraulique, etc.), des différences entre la représentation géométrique des sections entraînent inévitablement des différences au niveau du calcul de cette débitance utilisée dans le calcul du débit, de la vitesse et du niveau d'eau.

Les coefficients de Manning sont spécifiés en fonction de la localisation des plaines de débordement (*left and right overbank*) et du canal principal (*main channel*) avec le logiciel HEC RAS alors qu'avec le logiciel NWS FLDWAV, ces coefficients sont définis en fonction des niveaux d'eau ou des débits. Le logiciel HEC RAS utilise alors les limites spécifiées de ces plaines afin de déterminer la débitance pour le canal principal et ces plaines gauche et droite. La débitance totale pour une section transversale est ensuite calculée à partir de la somme pondérée de ces débitances. Cette débitance pondérée est par la suite utilisée afin de calculer la pente d'énergie avec l'équation de Manning (2.21). Le logiciel NWS FLDWAV donnera toujours des valeurs de débitance différentes de celles obtenues avec HEC RAS, sauf dans le cas où un seul coefficient de Manning pondéré serait spécifié sur l'ensemble d'une section transversale (aucune plaine de débordement spécifiée). L'incertitude reliée au choix des coefficients de rugosité (Manning) est souvent élevée (ex. : choix souvent fait en se basant sur des valeurs citées dans la littérature), de faibles différences sur les niveaux d'eau maximums ne peuvent justifier le rejet d'un ou de l'autre des modèles créés.

La forme des hydrogrammes et des courbes de tarage a été jugé similaire pour l'ensemble des simulations effectuées dans cette étude. Les écarts n'ont pas permis de discréditer un logiciel au dépend de l'autre en se basant uniquement sur les résultats obtenus.

Le choix des limites des plaines de débordement et du canal principal a aussi des conséquences sur le coefficient β associé à la distribution des vitesses dans l'équation de

Saint Venant modifiées (2.26). En effet, NWS FLDWAV utilise une valeur par défaut de $\beta = 1.06$ lorsqu'aucune plaine n'est spécifiée (Fread, 1998). En ne spécifiant pas ces plaines dans le logiciel HEC RAS, une valeur de $\beta = 1.00$ est utilisée par défaut. Ce coefficient est utilisé afin de corriger le terme de variation des vitesses en fonction de la distance longitudinale dans l'équation de conservation de la quantité de mouvement (2.9) :

$$\frac{\partial(v)}{\partial x} = \frac{\partial(\beta Q / A)}{\partial x}$$

Ainsi, un tronçon présentant une pente de fond plus raide et des vitesses d'écoulement rapides sera plus sujet à causer des grandes différences entre les deux logiciels puisque le terme relié à la vitesse sera alors plus significatif dans les résultats.

Cette constatation a été faite lors des simulations effectuées dans les chapitres 4 et 5 alors que les écarts entre les niveaux d'eau (et sur la ligne d'énergie) ont été plus importants lorsque la pente de fond est raide que lorsqu'elle est faible.

Le logiciel NWS FLDWAV permet de calculer le rayon hydraulique en fonction du ratio de l'aire et de la largeur au miroir des eaux (*top width*), ou sous sa forme habituelle du ratio de l'aire mouillée sur le périmètre mouillé. Le logiciel HEC RAS ne le permet pas et le calcul du rayon hydraulique est toujours fait sous sa forme habituelle. Le fait de calculer le rayon hydraulique de façon différente entre les deux logiciels entraine des différences sur les résultats lorsque la largeur au miroir des eaux ne concorde pas avec le rayon hydraulique. Rappelons qu'il est démontré que lorsque la profondeur d'écoulement (y) est vingt (20) fois plus petite que cette largeur au miroir des eaux, le rayon hydraulique peut se calculer en fonction du ratio de l'aire et de la largeur au miroir des eaux (*top width*) sans montrer de différence avec le calcul selon la méthode habituelle. Or, les différences obtenues lors des simulations présentées dans cette étude ne peuvent être attribuables à ce paramètre supplémentaire de NWS FLDWAV puisque cette option n'a pas été utilisée dans les simulations présentées aux chapitres 3,4 et 5.

Les zones ineffectives d'écoulement sont souvent utilisées afin de définir des endroits où les vitesses d'écoulement sont nulles (ex. : face aux murs de culées des ponts). Lors de l'étude de

la rupture du barrage Teton, ces zones ont tout simplement été enlevées du modèle créé avec le logiciel NWS FLDWAV et ce, afin de simplifier l'analyse comparative qui nécessitait une interpolation entre les sections transversales. En effet, la seule façon de reproduire les zones ineffectives spécifiées dans le logiciel NWS FLDWAV à l'intérieur du logiciel HEC RAS, est d'utiliser la fonction de zones ineffectives multiples en blocs. Or, il est difficile de reproduire exactement ces zones ineffectives dans les deux logiciels alors que l'interpolation entre deux sections consécutives (pour lesquelles des zones multiples en blocs ont été spécifiées) est impossible (automatiquement) dans le logiciel HEC RAS. Il est fastidieux de faire cette spécification « manuellement » pour chaque section interpolée dans le cas d'un modèle aussi complexe que celui présenté au chapitre 4.

NWS FLDWAV utilise les coefficients d'expansion et de contraction (2.26) afin de corriger la pente de la ligne d'énergie. Or, le logiciel HEC RAS ne tient pas compte de ces coefficients dans sa version actuelle (4.0). Il est assumé que ceci n'a pas causé de différences entre les modèles étudiés dans cette étude puisque ces coefficients ont tous été spécifiés nuls.

HEC RAS permet de spécifier des longueurs entre les sections consécutives pour chaque plaine de débordement et pour le canal principal alors que NWS FLDWAV ne permet la spécification de cette longueur uniquement pour le canal principal. Des facteurs de sinuosité sont plutôt introduits dans l'équation de conservation de la quantité de mouvement (2.26) et ceux-ci sont spécifiés en fonction du niveau d'eau à l'intérieur d'une section transversale. Ceci cause inévitablement des différences alors que les modèles créés aux chapitres 4 et 5 avec le logiciel NWS FLDWAV n'utilisaient pas de tels facteurs de sinuosité et que les distances spécifiées entre sections consécutives dans le logiciel HEC RAS n'étaient pas uniforme pour les plaines de débordement gauche et droite et pour le canal principal.

Tel que mentionné au chapitre 5, NWS FLDWAV permet de déterminer automatiquement le pas de temps (*time step*) de simulation. HEC RAS le permet aussi, mais la méthode employée n'est pas jugée simple. De plus, NWS FLDWAV permet de mettre en fonction l'option d'interpolation automatique entre les sections transversales dans le cas où des distances entre sections plus petites sont nécessaires à la convergence du modèle (afin de respecter l'indice de

courant). HEC RAS possède un outil d'interpolation, mais celui-ci n'est pas automatisé afin de vérifier cette interpolation en fonction de la convergence du modèle.

6.2 Aspects qualitatifs de l'analyse comparative

Bien que les simulation numériques aient identifié des sources de discordance entre les deux logiciels, la réalisation de cette étude a aussi permis d'acquérir de l'expérience dans la création de modèles simple (chapitre 3), de complexité moyenne (chapitre 4) et complexe (chapitre 5). Différents obstacles ont du être franchis afin de créer les modèles, de simuler la rupture et de visualiser les résultats. Ces obstacles auront été plus grands et plus difficiles à franchir dans le cas du logiciel NWS FLDWAV et ce, majoritairement en raison de son manque de convivialité. Ainsi, cette section présente une comparaison principalement qualitative basée sur cette expérience acquise lors de la création des différents modèles de cette étude avec les logiciels HEC RAS et NWS FLDWAV. Les commentaires émis dans cette section font le lien avec les différents critères énoncés au tableau 6.1 de la page suivante.

La majorité des commentaires émis dans cette section vise à faciliter la prise de décision face au choix de logiciel à utiliser pour des simulations de rupture de barrage. Bien que d'autres logiciels unidimensionnel (Mike 11, SOBEK) sont disponibles afin d'effectuer des simulations de rupture de barrage, NWS FLDWAV et HEC RAS demeurent deux logiciels de choix.

Le tableau 6.1 présente les différents critères utilisés dans cette section afin de baser cette comparaison qualitative; le logiciel répondant le plus au critère est marqué avec « + » dans la colonne appropriée.

Tableau 6.1 Critères qualitatifs utilisés dans l'étude comparative

Critères	HEC RAS	NWS FLDWAV
Généralités		
a) Facilité d'accès au logiciel (téléchargement et disponibilité)	+	
b) Facilité de mise en œuvre du logiciel	+	
c) Compréhension du logiciel et convivialité (<i>user friendly</i>)	+	
d) Qualité de la documentation accompagnant le logiciel	+	
e) Accès facile à la documentation et à la communauté d'utilisateurs (forum de discussion)	+	
f) Utilisation simple pour un analyste inexpérimenté	+	
Création des modèles		
g) Importation de géométrie provenant de relevés d'arpentage	+	
h) Importation de géométrie provenant des courbes topographiques		+
i) Possibilité d'importer depuis un système d'information géographique	+	
j) Faciliter à créer la géométrie	+	
k) Qualité de l'interface graphique	+	
l) Prise en charge des autres logiciels de simulation hydraulique	+	
m) Possibilité de créer plusieurs géométries dans un seul modèle	+	
n) Facilité à éditer des sections transversales	+	
o) Outil d'interpolation des sections transversales		+
p) Création de scénarios de simulation	+	
q) Facilité à spécifier les conditions d'écoulement	+	
r) Spécification des coefficients de Manning		+
s) Création des ouvrages hydrauliques (ex. : barrages)	+	
Simulation de rupture de barrage avec les modèles		
t) Spécification des paramètres de brèche	+	
u) Spécification des paramètres de simulation		+
v) Stabilité du logiciel		+
w) Visualisation des résultats	+	
x) Faciliter de dépannage	+	
y) Sommaire détaillé des résultats		+
z) Visualisation des résultats	+	

6.2.1 Généralités

HEC RAS

Le logiciel HEC RAS 4.0 est distribué gratuitement par le U.S. Army Corps of Engineers (USACE) via son propre site Internet (<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>). De plus, des entreprises privées (BYU, Boss International, Haestad method, etc.) ont développé des versions améliorées, mais payantes (non testées dans cette étude). Le code de source (Fortran 90) utilisé par le logiciel HEC RAS n'est plus disponible au public, mais celui (Visual Basic) permettant l'édition et la visualisation des résultats peut être obtenu directement en contactant l'USACE.

Le fichier téléchargeable est un exécutable (.exe) et l'application laisse alors certains choix à l'utilisateur quant à l'emplacement des fichiers d'installation d'exemples. Le logiciel est simple d'utilisation et ce, principalement en raison de son interface graphique et de son menu intuitif (avec icônes). Le logiciel est bien divisé et les modules sont tous clairs. De plus, les messages d'erreurs sont faciles à comprendre pour des nouveaux utilisateurs et il est facile de reprendre un modèle créé par un autre utilisateur afin de le vérifier ou de l'améliorer.

La documentation est de grande qualité, tout en restant actuellement imparfaite sur certains sujets plus poussés (peu d'informations sur la rupture de barrage dans le manuel de référence hydraulique). Le logiciel permet un accès direct à cette documentation par son menu d'aide et de nombreuses applications couvrant la plupart des besoins sont accessibles. Plusieurs entreprises se consacrent à la formation des utilisateurs au logiciel HEC RAS et celles-ci présentent presque toutes des séminaires et des séances de cours. De plus, le HEC (*Hydrological Engineering Center*) offre des cours avancés sur le logiciel, même si ceux-ci (semblent) être réservés aux membres de l'USACE. De plus, près d'une dizaine d'employés y sont rattachés et peuvent fournir de l'aide dans le cas de problèmes avec le logiciel. Il est aussi possible d'envoyer directement des fichiers associés au modèle via email à ces experts (*debug mode*). De nombreux forums de discussion existent sur Internet afin de permettre de répondre aux questions techniques des utilisateurs (souvent très pointues).

HEC RAS permet de vérifier les données entrées avant les simulations et il produit un fichier détaillé avec les erreurs, avertissements et notes générés. Ces erreurs empêchent les simulations d'être complétées et les messages qui leur sont associées permettent habituellement de bien localiser leur(s) cause(s) à l'intérieur du logiciel. Les résultats détaillés permettent aussi de bien identifier les sources d'erreur ainsi que les nombreuses animations graphiques qui permettent de vérifier si les simulations sont réalistes et répondent aux hypothèses pré-simulation.

NWS FLDWAV

Le logiciel NWS FLDWAV n'est plus disponible directement du *National Weather Service* (NWS) et sa dernière version officielle est numéroté 2.0.0 (datée du 1^{er} juin 2000). La version 2.0.2.2 (datée du 14 octobre 2004) du logiciel est disponible gratuitement sur le site de River Mechanics (<http://www.rivermechanics.net/downloads.htm>). Ce site n'est pas affilié avec le NWS, mais est administré par J. Sylvestre, du *Hydrologic Research Laboratory* du NWS. Des versions modifiées du logiciel sont utilisés partout dans le monde, par contre ces versions ne sont pas facilement accessibles au public.

Le fichier téléchargeable gratuitement (version 2.0.2.2) est un exécutable (.exe). Ce fichier est complété par un autre fichier exécutable associé à l'interface graphique du logiciel (Fldgrf.exe). Afin d'utiliser cet interface, deux fichiers associés aux polices (*fonts*) doivent être placés dans le même dossier que cet interface; ces fichiers se terminent avec l'extension .fon (Modern.fon et Roman.fon). Un autre fichier (datafile.dat) permet au logiciel NWS FLDWAV d'accéder au fichier de base d'entrée de donnée et des résultats (input.dat et output.dat). Le fichier de base d'entrée de données doit être créé par l'utilisateur et pour se faire, un fichier déjà créé (ex. associé à un exemple de base du logiciel) peut être utilisé afin de faciliter cette création.

L'écran DOS de démarrage du logiciel NWS FLDWAV n'est pas convivial. Les utilisateurs doivent avoir une base en informatique afin de créer le fichier utilisé dans les simulations.

Avec de l'expérience, il devient tout de même assez facile de créer un modèle; les utilisateurs en viennent souvent à utiliser d'autres logiciels (ex. Microsoft Excel) afin de faciliter la création de sections transversales, par exemple. L'interface graphique (Fldgrf) proposé est vraiment décevant de par ses graphiques en format DOS pour lesquelles il est très difficile d'exporter les résultats vers un autre logiciel. De plus, la capture d'écran en DOS n'est pas possible (par défaut) dans l'environnement du système d'exploitation Microsoft Vista et la méthode pour contourner ce point est vraiment très difficile à mettre en place. L'interface graphique FLDAT proposé en version beta est tout de même intéressante, mais elle reste difficile à utiliser. Bref, le logiciel NWS FLDWAV est très difficile d'utilisation et nécessite des heures de pratique avant de pouvoir le maîtriser.

La formation sur le logiciel est quasiment inexistante et il est alors très difficile de connaître toutes les possibilités qu'offre le logiciel. Une formation est nécessaire et ce, surtout à cause du manque de documentation. En effet, la documentation générale fournie avec le logiciel, quoique très technique (de qualité), reste tout de même décevante du point de vue « pratique ». Elle est très difficile à lire pour un utilisateur peu expérimenté et il est nécessaire d'avoir à portée de la main la longue liste de paramètres avant de créer un modèle et lors de validation de modèle existants. De plus, après avoir passé quelques temps sans utiliser le logiciel, le retour est difficile et il faut souvent faire le lien avec le guide d'utilisateur afin de faire des recherches spécifiques sur les paramètres et sur la structure inhérente au fichier de base. De plus, certaines unités de paramètre ne sont pas claires et peuvent entraîner des erreurs importantes lorsqu'elles ne sont pas correctement spécifiées. Trouver une erreur dans un modèle créé avec le logiciel NWS FLDWAV peut prendre beaucoup de temps puisque les messages d'erreurs sont quasiment inexistantes. La non-convergence est aussi difficile à vérifier et l'utilisateur doit fouiller longuement dans le fichier texte (.txt) pour déceler les sources de cette non-convergence.

6.2.2 Création des modèles

HEC RAS

Le logiciel HEC RAS permet d'importer la géométrie directement à partir d'autres fichiers développés avec une version antérieure ou actuelle du logiciel (ex. HEC-2 ou HEC RAS 3.1.3). De plus, il permet d'importer cette géométrie directement d'un autre logiciel similaire (logiciel unidimensionnel permettant les analyses en écoulement transitoire) DHI-Mike11. Un utilisateur peut créer un modèle complet à partir d'un modèle numérique de terrain (MNT) à l'aide du logiciel ArcGIS développé par l'entreprise ESRI. En effet, en utilisant l'outil HEC-GeoRAS inclus à l'intérieur du logiciel ArcGIS, un utilisateur ayant des connaissances informatiques avancées peut numériser les différentes couches d'informations à être utilisées dans le logiciel HEC RAS et créer un modèle prêt à être utilisé. Il faut noter que dans sa version actuelle, HEC RAS ne permet pas d'importer des géométries créées avec le logiciel NWS FLDWAV.

L'interface graphique du logiciel est adéquate et permet de bien visualiser la géométrie des ouvrages créés, par exemple. Il est alors facile de créer un modèle sans avoir recours à des graphes et schémas faits à la main, par exemple. L'entreprise Boss International vend un logiciel permettant de faire le lien entre le logiciel HEC RAS et AutoCAD (RiverCAD). Avec le logiciel HEC RAS, les sections créées sont facilement éditables et l'utilisateur peut facilement interpoler ou effacer des sections et ce, sans avoir à tout recommencer à chaque fois. L'outil de modification graphique des sections transversales est très intéressant alors qu'il permet de visualiser et corriger rapidement un grand nombre de ces sections en un très court temps.

Le logiciel permet de créer plusieurs géométries et de les conserver dans un même modèle. Il est ensuite possible de créer des scénarios de simulations en utilisant différentes conditions d'écoulement et différentes géométries (idéal pour des simulations de rupture de barrage). De plus, les conditions d'écoulement sont faciles à spécifier dans le logiciel alors que le menu est simple et qu'il permet de cacher des options qui ne s'appliquent pas au modèle créé; ceci

permet de réduire des erreurs qui seraient causées par un choix inapproprié de conditions d'écoulement.

Les coefficients de Manning sont simples à spécifier et le logiciel permet de définir ces coefficients de manière horizontale ou verticale; pour laquelle les coefficients peuvent être définis en fonction de l'élévation ou du débit. Il faut noter que dans sa version actuelle (4.0), HEC RAS présente certains problèmes de conversion des coefficients spécifiés horizontalement et verticalement.

NWS FLDWAV

La création des modèles est à tout le moins très ardue avec le logiciel NWS FLDWAV. Aucune méthode de conversion de données provenant d'autres logiciels n'est disponible implicitement à l'intérieur du logiciel. L'outil FLDAT permet d'importer des données provenant de HEC RAS, mais son utilisation est difficile et nécessite beaucoup de corrections au modèle alors créé. Le format utilisé par le logiciel est différent de la plupart des autres logiciels (HEC RAS, Mike11) alors qu'un format largeur-élévation est utilisé plutôt qu'un format en coordonnées (x,y). Ceci a déjà été détaillé au chapitre 5 de cette étude. Ce format est bien pris en charge lorsque les données de base proviennent de courbes topographiques où l'entrée de ces paires de largeurs-élévations devient très simple (le logiciel a été développé dans les années 1970 alors que ces données étaient souvent les seules disponibles). Par contre, des sections transversales détaillées, provenant de relevé d'arpentage, auront inévitablement une perte de résolution afin de se conformer au nombre maximal de huit (8) paires de largeurs-élévations inhérent au logiciel NWS FLDWAV. L'ajout de zones ineffectives dans le modèle devient très difficile dans le cas où les données ne proviennent pas de courbes topographiques. Le logiciel n'est pas connecté par défaut avec des logiciels de SIG (système d'information géographique), mais un outil nommé FLDVIEW est supposé permettre ce lien (non testé dans cette étude). Cet outil est aussi disponible sur le site de River Mechanics (voir le lien indiqué précédemment).

Chaque nouveau scénario (géométrie et conditions d'écoulement) doit être créé manuellement, c'est-à-dire en copiant les fichiers textes appropriés dans le menu Explorer de Windows, par exemple. Il devient quelque peu difficile de faire la gestion de tous les fichiers ainsi créés. L'outil FLDAT permet de conserver les résultats de différentes simulations et les combiner afin de comparaison (non testé dans cette étude). Il reste que ceci est mieux fait dans le logiciel HEC RAS alors que les plans peuvent être superposés facilement.

La spécification des conditions d'écoulement nécessite des connaissances avancées en hydraulique afin de bien connaître quels paramètres doivent être utilisés. En effet, le logiciel permet à l'utilisateur de spécifier n'importe quelle condition (offrant une certaine souplesse), mais ceci peut parfois entraîner des erreurs difficiles à cerner (par le manque de message d'erreurs).

Le format de spécification du coefficient de Manning dans le logiciel supporte la rugosité variable en fonction des niveaux d'eau et des débits. Ainsi, l'entrée des coefficients est relativement simple dans le logiciel, même s'il faut parfois quelques essais/erreurs afin de bien comprendre la structure associée à cette saisie de données.

La création des ouvrages hydrauliques est relativement complexe, puisque le logiciel n'a pas d'interface graphique. La spécification des vannes et autres ouvrages de contrôle peut représenter un vrai casse-tête sans avoir au préalable utilisé une méthode externe afin de les définir (graphique, schéma, plan, etc.).

6.2.3 Simulations de rupture

HEC RAS

Avec le logiciel HEC RAS, plusieurs exemples et applications sont disponibles afin d'obtenir de l'aide sur les paramètres de brèche à utiliser afin de simuler les ruptures de barrages et digues. Encore une fois, le fait que le logiciel possède une interface graphique et qui permet de visualiser directement les brèches, représente un atout incomparable du logiciel.

Les paramètres de brèche sont clairement spécifiés, mais la documentation est actuellement plus ou moins complète sur ce point particulier. Les paramètres de simulation de rupture de barrage à l'intérieur du logiciel HEC RAS, représentent un point faible du logiciel. En effet, un utilisateur peu expérimenté aura des difficultés à choisir les bons paramètres à utiliser; le choix du coefficient « θ » (*weighting factor*) a déjà montré une incidence sur les résultats, aux chapitres 3 et 5 de cette étude. Or, le logiciel HEC RAS utilise une valeur par défaut de 1.0 pour ce coefficient et cette valeur doit inévitablement être corrigée afin d'augmenter la précision des résultats, pour certains modèles (tel que recommandé par le guide d'utilisateur).

Le logiciel montre parfois des problèmes de stabilité lors des simulations de rupture (ceci est vrai dans beaucoup de logiciel). La visualisation détaillée des résultats et les différentes variables pour lesquelles un graphique peut être rapidement créé permettent souvent de cerner l'erreur lorsqu'elle est de nature géométrique. À cet effet, la fonction permettant de créer des graphiques pour chaque section transversale à partir des paramètres hydrauliques (aire mouillée, débitance, largeur active au sommet, Froude, etc.) permet de faciliter la recherche afin de trouver les erreurs pour un grand ensemble de données. Le fait de spécifier les intervalles de temps manuellement représente un désavantage par rapport au logiciel NWS FLDWAV ou ce pas de temps peut être automatiquement déterminé par le logiciel (*automatic time step reduction*); ceci est fait plus facilement que dans le logiciel HEC RAS pour lequel le choix automatique a souvent entraîné des résultats instables lors des simulations effectuées dans cette étude.

NWS FLDWAV

La définition des paramètres de rupture est plutôt simple dans le logiciel NWS FLDWAV, même si aucune interface graphique n'est disponible. Les paramètres de simulations sont aussi simples à spécifier et le logiciel semble, à la lumière des nombreuses simulations effectuées dans cette étude, être plus stable que HEC RAS. Le guide d'utilisateur du logiciel NWS FLDWAV recommande l'utilisation d'une valeur de « θ » égale à 0.6, contrairement à la valeur de 1.0 spécifiée par défaut dans le logiciel HEC RAS. Tel que mentionné précédemment, l'intervalle de temps reliés aux simulations est souvent laissé entre les mains

du logiciel qui en détermine la valeur appropriée aux calculs. La visualisation des résultats est inexistante dans le logiciel et doit être effectuée, non sans problèmes, avec les outils FLDGRF ou FLDAT. Il demeure que les résultats détaillés présentent les résultats de façon claire permettant souvent de répondre rapidement aux questions posées suite à une simulation de rupture (le débit de brèche maximal au barrage, les vitesses le long du tronçon aval, les niveaux d'eau maximum).

6.3 Recommandation à l'intention d'un nouvel utilisateur du logiciel HEC RAS

Le choix du logiciel HEC RAS plutôt que NWS FLDWAV afin d'effectuer des études de rupture de barrage, est justifiable lorsqu'on considère les avantages qu'il offre au niveau du temps d'apprentissage, entre autres. Le logiciel HEC RAS devrait être choisi afin d'effectuer de telles simulations lorsque les données topographiques et bathymétriques disponibles pour la création de sections transversales sont détaillées et complexes (ex. : relevé aéroporté de type LIDAR). Par contre, lorsque ces données proviennent de courbes topographiques équidistantes aux dix (10) mètres par exemple, le choix du logiciel NWS FLDWAV devrait alors être considéré. Ceci puisqu'il permet l'extraction quasi-directe de ces sections par leur définition en terme de paires de largeur-élévation. De plus, de part son ajustement automatique de l'espacement des sections et du choix approprié du pas de temps et du paramètre θ , il permettra de trouver des solutions convergentes relativement plus rapidement lorsque comparé avec HEC RAS. Le choix d'utiliser les deux logiciels afin d'effectuer une analyse comparative des résultats obtenus demeure le meilleur choix, mais n'est pas toujours la solution la plus économique et la plus simple.

Un nouvel utilisateur du logiciel HEC RAS devrait d'abord passer en revue l'ensemble des guides d'utilisateur et de référence disponibles dans le menu d'aide. De plus, des formations et des cours sont souvent disponibles sur l'utilisation du logiciel afin d'effectuer des simulations de rupture de barrage. De nombreux forums de discussion sont facilement retrouvés sur Internet. Une recommandation, afin de vérifier la validé des résultats obtenus lors de simulation, est de consulter le menu « *Hydraulic Property Table Plots* » afin de vérifier la

présence d'irrégularités dans les différents graphiques. Ces irrégularités sont parfois liées à des erreurs de géométrie de sections transversales ou aux changements de coefficient de Manning lorsque le niveau d'eau dépasse les élévations spécifiées pour la localisation des plaines de débordement. Dans certains cas, ces irrégularités sont dues aux zones ineffectives ou tout simplement en raison d'instabilités numériques dans les calculs.

De plus, dans le cas où les coefficients de Manning ont été ajustés afin de caler le modèle sur des mesures récoltées sur le terrain lors de conditions d'écoulement normales, ceux-ci devraient être ajustés à la hausse lorsque les débits évacués sont plus élevés que ceux qui ont été utilisés afin de caler le modèle (ex. : crue importante). Ceci, afin de tenir compte de l'augmentation de la rugosité causée, entre autres, par les plaines de débordement, les obstructions par la végétation et par la présence de structures. En absence de coefficients de Manning ajustés, ceux-ci devraient être choisis afin de refléter l'influence de la végétation, des obstructions et des irrégularités du territoire. Dans ce cas, des analyses de sensibilité en fonction de changement de valeurs devraient être faites afin de vérifier la « réponse » du modèle à ces modifications. Lors de simulation de rupture de barrage, ces coefficients devraient être plus élevés afin de refléter les pertes d'énergie additionnelles causées par l'influence de débris qui se forment et qui se relâchent lorsque l'emménagement des eaux est trop important derrière ces débris.

Lors d'analyse de rupture de barrage où l'écoulement est majoritairement torrentiel (sous-critique) et pour lequel les niveaux d'eau sont de faible hauteur, le choix d'effectuer des simulations en utilisant le logiciel HEC RAS devrait être soigneusement réévalué. En effet, il est démontré (Fread, 1998) que ce type de simulation entraîne souvent des solutions numériques instables et des problèmes de convergence dans la résolution dynamique des équations de Saint Venant. Des méthodes de résolution alternatives (ex. : méthodes « hydrologiques ») peuvent permettre de « court-circuiter » ces instabilités et ces problèmes de convergence. C'est pourquoi, la prochaine version du logiciel HEC RAS (4.0.1) incorporera de telles méthodes (ex. : *Modified Pulse Routing*) que l'analyste pourra choisir d'utiliser sur certaines portions du tronçon simulé.

Les analystes devraient garder en mémoire que le logiciel HEC RAS ne permet pas de simuler une rupture de barrage sans spécifier une condition initiale de débit. Aussi, dans le cas de rupture partielle de barrage, lorsqu'on consulte le sommaire des résultats, le débit maximal indiqué est souvent celui du débit de brèche additionné au débit se déversant par-dessus les portions résiduelle du barrage (*overflow*). Il faut plutôt consulter les résultats détaillés afin de connaître la valeur du débit de brèche.

6.4 Remarques finales

Cette étude a permis de cerner certains problèmes inhérents aux logiciels de simulation HEC RAS et NWS FLDWAV. Il ressort de l'étude que les différences de résultats sont majoritairement attribuables à la spécification géométrique des modèles. Ces différences entraînent nécessairement des conséquences sur le calcul de débitance et sont d'autant plus importantes lorsque le terme de pente de la ligne d'énergie est grand. Le choix du paramètre « θ » est plutôt important dans le logiciel HEC RAS alors que NWS FLDWAV permet un ajustement automatique de celui-ci. Cette constatation est aussi faite pour le choix du pas de temps (*time step*). Des recherches supplémentaires devraient être faites sur la structure informatique des deux logiciels afin d'identifier des sources de différences supplémentaires.

Liste des références

- Ackerman, C. T., Fleming, M. J. et Brunner, G. W. (2008). Dans Anonyme, Proceedings of the World Environmental & Water Resources Congress 2008; Honolulu, HI; USA; 12-16 May 2008; Proceedings of the World Environmental & Water Resources Congress 2008. American Society of Civil Engineers, 1801 Alexander Bell Drive, Reston, VA, 20191-4400, USA, [mailto:journal-services@asce.org], [URL:<http://www.asce.org>], p. 1-11.
- Barkau, L., (1992) *Unet, One-Dimensional Unsteady Flow Through a Full Network of Open Channels*, Computer Program, St. Louis, Mo.
- Bennett, T.H., Waltony, R., Dickerson, P.D. et Howard, J.W. (2004) *Comparison of HEC-RAS and MIKE11 unsteady flow modeling for the Tillamook Valley*. In Anonyme, 2004 World Water and Environmental Resources Congress: Critical Transitions in Water and Environmental Resources Management, June 27, 2004 - July 1 (p. 1300-1307), 2004. Salt Lake City, UT, United states, American Society of Mechanical Engineers.
- Brunner, G.W. (2003) *Dam and Levee Breaching with HEC-RAS*. In Anonyme, World Water and Environmental Resources Congress 2003, June 23, 2003 – June 26 (p. 789-797), 2003. Philadelphia, PA, United states, American Society of Civil Engineers.
- Bureau of Reclamation, (1977) *Design of Small Dams*, Water Resources Technical Publication, Washington D.C., United states, 859 p.
- Chanson, Hubert, (2004) *The Hydraulics of Open Channel Flow*, John Wiley and Sons Inc., 2e edition, New York, United states, 651 p.
- Fread, D.L., Lewis J.M., (1998) *NWS FLDWAV Theoretical Description and User Documentation*, Hydrologic Research Laboratory - Office of Hydrology National Weather Service (NWS), NOAA,
- French, R.H., (1985) *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill Book Company, NY.
- Gee, D.M. et Brunner, G.W. (2005) *Dam break flood routing using HEC-RAS and NWS-FLDWAV*. In Anonyme, 2005 World Water and Environmental Resources Congress, May 15, 2005 - May 19 (p. 401), 2005. Anchorage, AK, United states, American Society of Civil Engineers.
- Goodell, C. R. P. (2005). Dans Anonyme, Proceedings of the 2005 World Water and Environmental Resources Congress. EWRI 2005: Impacts of Global Climate Change; Anchorage, Alaska; USA; 15-19 May 2005; Proceedings of the 2005 World Water and Environmental Resources Congress. EWRI 2005: Impacts of Global Climate Change. American Society of Civil Engineers, 1801 Alexander Bell Drive, 20191-4400, USA, <http://www.asce.org>, journal-services@asce.org,

Henderson, F.M., (1966) *Open Channel Flow*, Macmillan Publishing Co., Inc., NY, United states, 523 p.

Helwig, P.C., (2002). *Application of FLDWAV (FLOODWAVE) computer model to solve for power canal rejection wave for simple and complex cas.* Congrès annuel de la Société canadienne de génie civil.

Hicks, F.E. et Peacock, T. (2005). *Suitability of HEC-RAS for flood forecasting.* Canadian Water Resources Journal, vol. 30, n° 2, p. 159-174.

Hogan, D.H, Chauhan, S. (2000). *Dendritic One-Dimensional Unsteady Flow (FLDWAV / DAMBRK) Model of the Sevier River, Utah.* Proceedings of Joint Conference on Water Resource Engineering and Water Resources Planning and Management 2000, ASCE Conf. Proc. 104, 86 (2000).

Hydraulic Reference Manual, (2008) River Analysis System, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Davis, p. 13-26

Jin, M. et Fread, D. L. (1997). *Dynamic flood routing with explicit and implicit numerical solution schemes.* Journal of Hydraulic Engineering, volume 123, n° 3, p. 166.

Jin, M. et Buan, S. (2000). *NWS FLDWAV Model Application to the River Forecasting of the Red River of the North.* 2000 Joint Conference on Water Resources Engineering and Water Resources Planning & Management.

Marche, C., (2008) *Barrages, crues de rupture*, Presses Internationales Polytechnique, 2^e édition, Montréal, Canada, 405 p.

Mahdi, T. (2007) *Utilisation du logiciel FLDWAV pour simuler les ruptures eventuelles de barrages dotes de vannes fusibles a la suite de la rupture d'un barrage situe en amont.* In Anonyme, Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering 2007: Where the Road Ends, Ingenuity Begins (p. 706-714), Jun 6 - 9 2007. Yellowknife, NT, United states, Canadian Society for Civil Engineering.

Nistor, I. et Rennie, C.D. (2005). *Analysis of the rupture of a dam by submersion; Analyse de la rupture d'un barage par submersion.* In Anonyme, 33rd CSCE Annual Conference 2005, June 2, 2005 - June 4 (p. FR-181-1-FR-181-8), 2005. Toronto, ON, Canada, Canadian Society for Civil Engineering.

Pappenberger, F., Beven, K., Horritt, M. et Blazkova, S. (2005). *Uncertainty in the calibration of effective roughness parameters in HEC-RAS using inundation and downstream level observations.* Journal of Hydrology, vol. 302, n° 1-4, p. 46-69.

Yochum, S.E., Goertz, L.A. et Jones, P.H. (2008). *Case study of the big bay dam failure: Accuracy and comparison of breach predictions.* Journal of Hydraulic Engineering, vol. 134, n° 9, p. 1285-1293.